

DIMENSIONAMENTO DA SECÇÃO DE UM TÚNEL HIDRÁULICO DE GRANDE VÃO EM MACIÇO ROCHOSO COM EVIDÊNCIAS DE “SQUEEZING”

JOÃO GUILHERME RIBEIRO GASPAR

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Engenheiro Celso Manuel Relva Martins de Lima

SETEMBRO DE 2010

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2008/2009 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Aos meus Pais

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar gostaria de agradecer ao Professor Celso Lima, meu orientador, pela oportunidade de desenvolver um tema do meu interesse, pela atenção dedicada durante o trabalho e pela orientação nos momentos mais complicados.

Ao Engenheiro Carlos Esteves agradeço toda a disponibilidade concedida, os momentos de discussão de resultados e a sugestão de novas abordagens para o estudo do problema.

Aos meus amigos, em especial aos Engenheiros Gilberto Alves e Nuno Queirós, pela preciosa ajuda na modelação estrutural e pela disponibilidade permanente.

Aos meus pais pelos constantes incitamentos e suporte na conclusão desta etapa.

À Joana agradeço toda a companhia durante as longas horas de trabalho e todo o apoio dado nos momentos mais desesperantes.

RESUMO

Neste trabalho analisa-se o projecto de um túnel hidráulico de grande vão que será realizado num maciço de fraca qualidade com evidências de “squeezing”. O caso em estudo refere-se a um troço do túnel de restituição do circuito hidráulico do aumento de potência de Venda Nova III, mais concretamente de uma secção genérica deste túnel situada na zona da falha da Botica.

É feita uma análise dos métodos construtivos correntemente utilizados na escavação de túneis em maciços rochosos, das suas vantagens e limitações, assim como do equipamento necessário à sua aplicação.

A identificação dos fenómenos relevantes para a compreensão do estudo realizado é apresentada dando especial ênfase ao estudo do conceito convergência-confinamento, do comportamento do maciço e a sua interação com o suporte estrutural, e dos problemas relacionados com o fenómeno “squeezing” incluindo a previsão de instabilidade e a referência a soluções utilizadas para ultrapassar dificuldades semelhantes.

Para o desenvolvimento deste trabalho foi necessário fazer um estudo do comportamento do túnel de restituição construído há alguns anos no âmbito do aumento de potência de Venda Nova II. Foi objectivo deste trabalho a realização de uma análise retroactiva do comportamento do maciço com evidências de “squeezing” quando da escavação do túnel do reforço de Venda Nova II com um diâmetro de 6,30 metros. Comparando as convergências reais com as do modelo construído foi possível perceber quais as características do maciço modelado que mais se aproximam do real e qual a maneira mais eficaz de modelar o fenómeno “squeezing”. A partir dessa análise inferem-se as características a adoptar para o dimensionamento de um troço do túnel de restituição de Venda Nova III, este com 12 metros de diâmetro.

PALAVRAS-CHAVE: Túneis de Grande Vão, “Squeezing”, Instabilidade, Faseamento Construtivo, Suporte.

ABSTRACT

In the present work the project of a large-span hydraulic tunnel which will be constructed in a weak rock mass involving “squeezing” problems is analysed. The case that was studied is a section of the restitution tunnel of the hydraulic circuit of the power refurbishment of Venda Nova III, namely a generic section situated in the area of the Botica fault.

An analysis of the construction methods usually applied in the excavation of tunnels in rock masses is done, the advantages and limitations of each method are presented, and a reference is made to the equipments needed for their application.

The main phenomena involved are presented in order to contribute to a better comprehension of this work, namely the study of the convergence-confinement concept, the behaviour of the rock mass and its interaction with the structural support, and the problems related with the “squeezing” phenomenon including the instability prediction and the reference to some solutions used in similar situations.

The development of this work required the study of the performance of the restitution tunnel constructed some years ago regarding the power refurbishment of Venda Nova II. The main goal of this study was the realization of a retro analysis of the behaviour of the “squeezing” rock mass when the Venda Nova II power refurbishment was constructed, with 6,30 meters diameter. The comparison between the real convergences and those evaluated in the model led to the comprehension of which characteristics of the rock mass assessed by the model were closer to those of the real rock mass and also the best way for modelling the “squeezing” phenomenon. From that analysis the characteristics to use in the project of the Venda Nova III restitution tunnel, with 12 meters diameter, were inferred.

KEYWORDS: Large Span Tunnels, “Squeezing”, Instability, Construction Sequence, Support.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO	1
1.2. OBJECTIVO DO TRABALHO	2
1.3. ORGANIZAÇÃO DA TESE	2
2. APRESENTAÇÃO DOS MÉTODOS CONSTRUTIVOS DE TÚNEIS EM MACIÇOS ROCHOSOS UTILIZADOS CORRENTEMENTE	3
2.1. NOTA PRÉVIA	3
2.2. MÉTODOS CONSTRUTIVOS DE TÚNEIS EM MACIÇOS ROCHOSOS	3
2.2.1. NATM – NEW AUSTRIAN TUNNELLING METHOD	3
2.2.1.1. Descrição do método	3
2.2.1.2. Tipos de escavação e equipamentos utilizados	4
2.2.1.2.1. Escavação mecânica	5
2.2.1.2.2. Escavação com explosivos – Drill and Blast	5
2.2.1.2.3. Escavação com suporte estrutural (ESE)	7
2.2.1.2. Vantagens e condicionantes da utilização deste método	8
2.2.2. TBM – TUNNELING BORING MACHINE	8
2.2.2.1. Descrição do método e do tipo de equipamento utilizado	8
2.2.2.2. Vantagens e condicionantes da utilização deste método	9
2.3. SUPORTE DE MACIÇOS ROCHOSOS	10
2.3.1. FONTES DE INSTABILIDADE QUE DETERMINAM A UTILIZAÇÃO DE SUPORTE	10
2.3.2. CONSIDERAÇÕES SOBRE OS TIPOS DE SUPORTE PRIMÁRIO	14
2.3.3 CONSIDERAÇÕES SOBRE OS TIPOS DE SUPORTE SECUNDÁRIO	17

3. FENÓMENOS FUNDAMENTAIS INTERESSADOS NO ESTUDO DO PROJECTO E CONSTRUÇÃO DE TÚNEIS EM MACIÇOS ROCHOSOS	19
3.1. NOTA PRÉVIA	19
3.2. CONCEITO CONVERGÊNCIA-CONFINAMENTO	19
3.3. ANÁLISE DA INTERACÇÃO ENTRE O MACIÇO E O SUPORTE ESTRUTURAL	21
3.3.1. ANÁLISE DAS TENSÕES	23
3.3.2. ANÁLISE DAS DEFORMAÇÕES	25
3.3.3. EQUAÇÃO PARA O SUPORTE NECESSÁRIO	27
3.3.4. CONSIDERAÇÕES SOBRE O PESO DA MASSA PLASTIFICADA NA ABÓBADA DO TÚNEL	27
3.3.5. ANÁLISE DO SUPORTE A INSTALAR	28
3.3.5.1. Suporte a instalar através da utilização de betão cofrado ou betão projectado	29
3.3.5.2. Suporte a instalar através da utilização de pregagens solidarizadas ao maciço	30
3.4. CONSIDERAÇÕES SOBRE O FENÓMENO “SQUEEZING”	31
3.4.1. ESTABILIDADE DA FRENTE DE ESCAVAÇÃO	32
3.4.2. PREVISÃO DA INSTABILIDADE NO TÚNEL E NA FRENTE DE ESCAVAÇÃO	33
3.4.3. ALGUNS CASOS DE TÚNEIS COM FENÓMENOS DE “SQUEEZING”	34
3.4.3.1. Túnel Yacambú-Quibor na Venezuela	35
3.4.3.2. Túnel do projecto de Nathpa Jhakri na Índia	36
3.4.3.2. Túnel Mucha em Taiwan	37
3.4.4. SOLUÇÕES DE SUPORTE PARA MACIÇOS COM PROBLEMAS DE SQUEEZING	38
 4. ESTUDO DO PROJECTO DO TÚNEL DE RESTITUIÇÃO DO AUMENTO DE POTÊNCIA DE VENDA NOVA II	 43
4.1. NOTA PRÉVIA	43
4.2. DESCRIÇÃO DO PROJECTO	43
4.3. CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA	44
4.3.1. DESCRIÇÃO GEOMORFOLÓGICA	44
4.3.2. ZONAMENTO DO MACIÇO ROCHOSO	46
4.4. PERFIL TRANSVERSAL PK1152	46
4.5. MODELAÇÃO DA ESCAVAÇÃO DA SECÇÃO DO PK1152 DO TÚNEL DO CIRCUITO DE RESTITUIÇÃO DE VENDA NOVA II	47
4.5.1. GEOMETRIA DA SECÇÃO	48

4.5.2. DEFINIÇÃO DAS CONDIÇÕES FRONTEIRA	48
4.5.3. CARACTERÍSTICAS GEOMECÂNICAS DO MACIÇO ROCHOSO	48
4.5.4. ESTADO DE TENSÃO INICIAL E PREVISÃO DE INSTABILIDADE NO TÚNEL POR EFEITO DO FENÓMENO DE “SQUEEZING”	50
4.5.5. CARACTERÍSTICAS DO SUPORTE PRIMÁRIO	50
4.5.6. NÍVEL FREÁTICO	51
4.5.7. AVANÇO DA FRENTE DE ESCAVAÇÃO E INFLUÊNCIA NA SECÇÃO EM ESTUDO	51
4.5.7.1. Load Split	51
4.5.7.2. Aplicação de pressões internas	51
4.5.7.3. Utilização de material fictício	52
4.5.8. INSTALAÇÃO DO SUPORTE PRIMÁRIO	55
4.5.9. MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO SQUEEZING	58

5. ESTUDO DO PROJECTO DO TÚNEL DE RESTITUIÇÃO DO AUMENTO DE POTÊNCIA DE VENDA NOVA III.....62

5.1. NOTA PRÉVIA	62
5.2. DESCRIÇÃO DO PROJECTO	62
5.3. CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA	63
5.4. PERFIL TRANSVERSAL A ESTUDAR	63
5.5. MODELAÇÃO DA ESCAVAÇÃO DE UMA SECÇÃO GENÉRICA DO TÚNEL DO CIRCUITO DE RESTITUIÇÃO DE VENDA NOVA III NA ZONA DA FALHA DA BOTICA ATRAVÉS DO PHASE2	64
5.5.1. GEOMETRIA DA SECÇÃO	64
5.5.2. CARACTERÍSTICAS GEOMECÂNICAS DO MACIÇO ROCHOSO	65
5.5.3. ESTADO DE TENSÃO INICIAL E PREVISÃO DE INSTABILIDADE NO TÚNEL POR EFEITO DO FENÓMENO DE “SQUEEZING”	65
5.5.4. DEFINIÇÃO DAS CONDIÇÕES FRONTEIRA	66
5.5.5. CARACTERÍSTICAS DO SUPORTE PRIMÁRIO	66
5.5.6. NÍVEL FREÁTICO	67
5.5.7. ESCAVAÇÃO FASEADA E ESCOLHA DA SOLUÇÃO PARA A CONSTRUÇÃO DO TÚNEL	67
5.5.7.1. Escavação em duas fases	67
5.5.7.1.1. Primeira solução	67
5.5.7.1.1.1. Construção do modelo	67
5.5.7.1.1.2. Resultados do modelo	69

5.5.7.1.2. Segunda solução	72
5.5.7.1.2.1. Construção do modelo	72
5.5.7.1.2.2. Resultados do modelo	74
5.5.7.2. Escavação em secções múltiplas	76
5.5.7.2.1. Avanços em 3 secções parciais	77
5.5.7.2.1.1. Construção do modelo	77
5.5.7.2.1.2. Resultados do modelo	70
5.5.7.2.1.3. Alterações ao modelo inicial	85
5.5.7.2.1.3. Resultados do modelo alterado	88
5.6. ESTUDO DA INFLUÊNCIA DO FENÓMENO “SQUEEZING” NUM PERÍODO POSTERIOR À OBRA ...	92
5.7. DIMENSIONAMENTO DO SUPORTE DEFINITIVO A APLICAR NA ZONA DA FALHA DA BOTICA.....	97
5.7.1. CONSTRUÇÃO DO MODELO NO PROGRAMA SAP2000	97
5.7.2. RESULTADOS DO MODELO	98
5.7.3. DIMENSIONAMENTO DA SECÇÃO DO SUPORTE DEFINITIVO NA ZONA DA FALHA DA BOTICA.....	100
5.7.3.1. Armadura longitudinal da secção	100
5.7.3.2. Armadura para esforço transversal	100
5.7.3.3. Verificação da fendilhação	102
 6. CONCLUSÃO	 103
6.1. CONCLUSÕES GERAIS.....	103
6.2. RECOMENDAÇÕES	104
 BIBLIOGRAFIA	 105
 ANEXOS	
A1. VALIDAÇÃO DA FERRAMENTA DE CÁLCULO PHASE2.....	A - 1
A2. VALIDAÇÃO DA FERRAMENTA DE CÁLCULO SAP2000	A - 13
A3. EMAIL DA ROCSCIENCE	A - 16

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1 – Escavação diferida como sugere o método NATM [1].....	4
Fig. 2 – Exemplo de uma cabeça de corte de uma roçadora [3].	5
Fig. 3 - Exemplo de um diagrama de fogo utilizado por Balfour Beatty – Nuttall on the Victoria hydroelectric Project in Sri Lanka. Os números romanos referem-se a detonações com diferenças de milissegundos para criar a cunha necessária para que o material resultante de cada detonação seja ejectado para o túnel [4].	6
Fig. 4 - Instalação de uma “guarda-chuva” de enfilagens num túnel do metro de Lisboa.....	7
Fig. 5 – Escavação com suporte estrutural [5].....	7
Fig. 6 – Exemplo de cabeça de corte de uma tuneladora. Na figura foram retirados os discos responsáveis pelo desmonte do maciço [8].	9
Fig. 7 – Ilustração da aplicação de diferentes tipos de ancoragens em túneis (adaptado de [13]).....	15
Fig. 8 – Cambotas metálicas e rede electrosoldada (malhaso) no suporte primário de um túnel.....	16
Fig. 9 – Esq: Exemplo de uma cofragem deslizante utilizada na betonagem do suporte secundário de um túnel. Dir: Pormenor da estrutura da cofragem deslizante.	18
Fig. 10 – Túnel exemplo e as diferentes fases da construção [9].....	20
Fig. 11 – Geometria do túnel e estado de tensão in situ [9]... ..	22
Fig. 12 – Diagrama de tensões em torno do túnel [9].....	25
Fig. 13 – Notação para os deslocamentos em torno do túnel [9]... ..	26
Fig. 14 - A análise é feita considerando um anel de betão fechado já que grande parte da rigidez deste tipo de sistema é devida à continuidade deste anel. Caso a análise seja aplicada a túneis não circulares ou a camadas que não revistam a totalidade do túnel, é necessário fazer uma estimativa cuidada para evitar sobrestimar a resistência do suporte [9].	29
Fig. 15 – Conceito de efeito de arco desenvolvido por Terzaghi. Reproduzido de “Rock defects and loads on tunnel supports” publicado em 1946 [18]... ..	31
Fig. 16 – Modelo axi-simétrico que mostra a deformação da frente de escavação como resultado da rotura do núcleo à frente do túnel [18]... ..	32
Fig. 17 – Remoção dos destroços da tuneladora destruída pelos fenómenos de squeezing durante uma paragem nos avanços no túnel Yacambú-Quibor na Venezuela [18]... ..	36
Fig. 18 - Graves problemas de squeezing numa zona de falha no túnel do projecto hidroeléctrico de Nathpa Jhakri na Índia [18]... ..	37
Fig. 19 – Instalação de enfilagens com 12 metros de comprimento com 75 mm de diâmetro para criar um guarda-chuva de protecção com o qual foi possível proceder à escavação através da zona de falha [18].....	37
Fig. 20 – Re-escavação do perfil de 16 metros de vão do túnel de Mucha em Taiwan depois de grandes convergências devidas a fenómenos de squeezing numa zona de falha [18].	38

Fig. 21 – Exemplo de uma aplicação típica de suporte onde se destaca a aplicação de betão projectado (shotcrete application), enfilagens (forepoles), cambotas de aço (steel sets), pregagens de fibra de vidro na frente de escavação (fiberglass face reinforcement) e reforço da fundação das cambotas (elephant foot support for base of steel set) [18].	42
Fig. 22 – Secções tipo dos túneis do circuito hidráulico de Venda Nova II [22].	44
Fig. 23 – Representação reduzida da carta geológica de Portugal, elaborada à escala 1:5000 [20].	45
Fig. 24 – Corte geológico segundo o traçado do circuito hidráulico do aumento de potência de Venda Nova II [20].	45
Fig. 25 – Troço do túnel onde se situa o perfil Pk1152 [22].	47
Fig. 26 – Geometria da secção em estudo.	48
Fig. 27 – Características do betão projectado utilizado como suporte primário (imagem do programa Phase 2).	50
Fig. 28 – Instalação de uma pressão interior e redução dessa pressão ao longo da escavação (imagem do programa Phase 2).	52
Fig. 29 – Raio plástico referente à escavação total e afastamento da frente de escavação (imagem do programa Phase2).	56
Fig. 30 – Instalação do suporte na etapa 3 ($E=80\text{MPa}$) (imagem do programa Phase2).	58
Fig. 31 – Corda C1-2 onde foram feitas as medições relativas ao Gráfico 17 [21].	59
Fig. 32 – Factores utilizados na redução do módulo de deformabilidade do maciço em torno do túnel (imagem do programa Phase2).	60
Fig. 33 – Enquadramento geomorfológico do local do Aproveitamento Hidroeléctrico de Venda Nova III com perspectiva do circuito hidráulico de Venda Nova II [21].	62
Fig. 34 – Secção genérica da escavação do circuito hidráulico de Venda Nova III para diferentes zonas. Da esquerda para a direita verifica-se uma redução do RMR do maciço em torno do túnel [21].	63
Fig. 35 – Perfil Longitudinal do túnel de restituição do circuito hidráulico de Venda Nova III [21].	63
Fig. 36 – Perfil longitudinal do traçado do túnel de restituição do circuito hidráulico de Venda Nova III [21].	64
Fig. 37 – Geometria da secção em estudo.	64
Fig. 38 – Características do betão projectado utilizado como suporte primário (imagem do programa Phase 2).	66
Fig. 39 – Características das cambotas utilizadas como suporte primário (imagem do programa Phase 2).	66
Fig. 40 – Características das pregagens utilizadas como suporte primário (imagem do programa Phase 2).	67
Fig. 41 – Situação de repouso para a 1ª solução estudada na escavação em duas fases (imagem do programa Phase2).	68

Fig. 42 – Primeira fase da escavação (escavação da zona superior) e instalação do suporte primário (betão projectado e pregagens no contorno do túnel e betão projectado na soleira provisória) para a 1ª solução estudada na escavação em duas fases (imagem do programa Phase2).	68
Fig. 43 – Escavação total e instalação do suporte primário (betão projectado) completa para a 1ª solução estudada na escavação em duas fases (imagem do programa Phase2).	69
Fig. 44 – Zonas plastificadas nas pregagens (amarelo) e pontos plastificados do maciço (vermelho) na fase referente ao final da escavação para a 1ª solução da escavação em duas fases (imagem do programa Phase2).	71
Fig. 45 – Situação de repouso para a 2ª solução estudada na escavação em duas fases (imagem do programa Phase2).	72
Fig. 46 – Primeira fase da escavação (escavação da zona superior) e instalação do suporte primário (betão projectado, cambotas e pregagens no contorno do túnel e betão projectado na soleira provisória) para a 2ª solução estudada na escavação em duas fases (imagem do programa Phase2).	73
Fig. 47 – Escavação total e instalação do suporte primário (betão projectado e pregagens) finalizada para a 2ª solução estudada na escavação em duas fases (imagem do programa Phase2).	73
Fig. 48 – Zonas plastificadas nas pregagens (amarelo) e pontos plastificados do maciço (vermelho) na fase referente ao final da escavação para a 2ª solução da escavação em duas fases (imagem do programa Phase2).	76
Fig. 49 – Distância disponível na primeira secção parcial para instalação das pregagens (imagem do programa Phase2).	77
Fig. 50 – Distância disponível na segunda secção parcial para instalação das pregagens na zona da abóbada (imagem do programa Phase2).	78
Fig. 51 – Situação de repouso para a escavação em 3 secções parciais (imagem do programa Phase2).	78
Fig. 52 – Primeira fase da escavação (escavação da zona superior esquerda) e instalação do suporte primário (betão projectado, e pregagens no contorno do túnel e betão projectado na soleira e hasteal provisórios) para a escavação em 3 secções parciais (imagem do programa Phase2).	79
Fig. 53 – Segunda fase da escavação (escavação da zona superior direita) e instalação do suporte primário (betão projectado e pregagens no contorno do túnel e betão projectado na soleira provisória) para a escavação em 3 secções parciais (imagem do programa Phase2).	79
Fig. 54 – Terceira fase da escavação (escavação da soleira) e instalação do suporte primário (betão projectado e pregagens nos hasteais e betão projectado na soleira) para a escavação em 3 secções parciais (imagem do programa Phase2).	80
Fig. 55 – Zonas plastificadas nas pregagens (amarelo) e pontos plastificados do maciço (vermelho) na fase referente ao final da escavação para avanços em 3 secções parciais (imagem do programa Phase2).	83
Fig. 56 – Exemplo de aplicação de juntas em suportes compostos por betão projectado (à esquerda) e pormenor da célula que compõe a junta (à direita) [27].	84
Fig. 57 – Exemplo de aplicação de juntas deslizantes em cambotas (em cima) e pormenor de junta deslizante (em baixo) [27].	84

Fig. 58 – Opção “Sliding Gap” do programa Phase2 que, neste exemplo, permite uma deformação de 5% antes de bloquear a junta (imagem do programa Phase2).....	85
Fig. 59 – Situação de repouso para a escavação em 3 secções parciais com aberturas no suporte primário (imagem do programa Phase2).....	86
Fig. 60 – Primeira fase da escavação (escavação da zona superior esquerda) e instalação do suporte primário (betão projectado, cambotas e pregagens no contorno do túnel e betão projectado na soleira e hasteal provisórios) para a escavação em 3 secções parciais com aberturas no suporte primário (imagem do programa Phase2).....	86
Fig. 61 – Segunda fase da escavação (escavação da zona superior direita) e instalação do suporte primário (betão projectado, cambotas e pregagens no contorno do túnel e betão projectado na soleira provisória) para a escavação em 3 secções parciais com aberturas no suporte primário (zonas a vermelho) (imagem do programa Phase2).....	87
Fig. 62 – Terceira fase da escavação (escavação da soleira) e instalação do suporte primário (betão projectado, cambotas e pregagens nos hasteais e soleira) para a escavação em 3 secções parciais com aberturas no suporte primário (zonas a vermelho) (imagem do programa Phase2).	87
Fig. 63 – Zonas plastificadas nas pregagens (amarelo) e pontos plastificados do maciço (vermelho) na fase referente ao final da escavação para avanços em 3 secções parciais com aberturas no suporte primário (imagem do programa Phase2).....	90
Fig. 64 – Tentativa de controlar a convergência do túnel tapando uma das aberturas do suporte primário (vermelho) (imagem do programa Phase2).	91
Fig. 65 – Coeficientes utilizados para reduzir as características do maciço em torno do túnel nas fases posteriores ao final da obra na secção em estudo (imagem do programa Phase2).	92
Fig. 66 – Redução da pressão interna que equilibra o túnel no modelo simplificado (imagem do programa Phase2).	95
Fig. 67 – Solicitação imposta no modelo construído no SAP2000 (imagem do programa SAP2000).	97
Fig. 68 – Diagrama de esforço axial na secção do suporte definitivo. O valor máximo verifica-se na zona da abóbada (16662 KN) diminuindo até atingir o valor a meia altura de 13296 KN (imagem do programa SAP2000).	98
Fig. 69 – Diagrama de momento flector na secção do suporte definitivo. O valor máximo verifica-se na zona da abóbada e corresponde a um momento negativo de valor 10225 KNm. O máximo valor positivo verifica-se a meia altura com 10060 KNm (imagem do programa SAP2000).	99
Fig. 70 – Diagrama de esforço transversal na secção do suporte definitivo. O valor máximo atinge 3904 KN (imagem do programa SAP2000).	99
Fig. A1 – Pressões internas utilizadas para simular a pressão no suporte (imagem do programa Phase2).	A - 2
Fig. A2 – Factores utilizados na redução da pressão interna (imagem do programa Phase2).	A - 2
Fig. A3 – Pressões internas utilizadas para simular a pressão no suporte (imagem do programa Phase2)..	A - 7
Fig. A4 – Factores utilizados na redução da pressão interna (imagem do programa Phase2).	A - 7
Fig. A5 – Raio plástico na última etapa do modelo (imagem do programa Phase2).	A - 9

Fig. A6 – Maciço não plastificado para $p_i = 2700$ Kpa (imagem do programa Phase2).....	A - 12
Fig. A7 – Início da plastificação do maciço na fase com $p_i = 2160$ Kpa (imagem do programa Phase2).	A - 12
Fig. A8 – Modelo construído no programa SAP2000 para validar a ferramenta de cálculo e possibilitar a correcta modelação dos apoios (imagem do programa SAP200).	A - 14
Fig. A9 – Diagrama de esforço axial para o modelo simplificado (imagem do programa SAP200).A -	15
Fig. A10 – Diagrama de momento flector para o modelo simplificado (imagem do programa SAP200).	A - 15

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 – Tipos de rotura que ocorrem em diferentes maciços rochosos sob diferentes níveis de tensão in situ (adaptado de [9] por Bastos, M.).	12
Quadro 2 – Problemas, parâmetros e métodos de análise e critérios de aceitabilidade em escavações subterrâneas (adaptado de [10] por Bastos, M.).	13
Quadro 3 - Sumário de algumas opções para controlar a estabilidade da face de escavação e subsequente instalação de suporte para o túnel [18].	41
Quadro 4 – Módulos de deformabilidade, coeficiente de Poisson e tensão de rotura das rochas (adaptado de [20]).	46
Quadro 5 – Zonamento do maciço rochoso [20].	46
Quadro 6 – Parâmetros de input utilizados para modelar o maciço em estudo.	49
Quadro 7 – Características do maciço rochoso a modelar.	49
Quadro 8 – Valores do estado de tensão em repouso.	50
Quadro 9 – Parâmetros utilizados para modelar os diferentes materiais fictícios (imagem do programa Phase2).	53
Quadro 10 – Parâmetros utilizados para modelar os diferentes materiais fictícios utilizados na correcção do modelo (imagem do programa Phase2).	54
Quadro 11 – Características do maciço rochoso a modelar.	62
Quadro 12 – Valores do estado de tensão em repouso.	62
Quadro 13 – Informações referentes ao cruzamento de informações entre os Gráficos 37 e 38 e os Gráficos 39 e 40 obtendo dessa foram a pressão necessária no suporte definitivo.	97
Quadro 14 – Sumário das armaduras calculadas.	102
Quadro A1 – Características do maciço utilizadas na análise.	A - 1
Quadro A2 – Deformação elástica observada no modelo.	A - 3
Quadro A3 – Valores dos cálculos auxiliares necessários para o cálculo da deformação radial do túnel.	A - 4
Quadro A4 – Resultados do cálculo analítico utilizando a expressão (26).	A - 4
Quadro A5 – Resultados da deformação do túnel através da utilização da solução analítica.	A - 5
Quadro A6 – Comparação dos resultados do modelo com os resultados analíticos.	A - 5
Quadro A7 – Características do maciço utilizadas na análise.	A - 6
Quadro A8 – Deformação elasto-plástica observada no modelo.	A - 8
Quadro A9 – Valores dos cálculos auxiliares necessários para o cálculo da deformação elasto-plástica do túnel.	A - 9
Quadro A10 – Resultados do cálculo analítico para comportamento elasto-plástico.	A - 10

Quadro A11 – Resultados da deformação total do túnel através da utilização da solução analítica para comportamento elasto-plástico.....A - 11

Quadro A12 – Comparação dos resultados do modelo com os resultados analíticos para a análise elasto-plástica.....A - 11

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Curva característica do comportamento do túnel e da interacção com o suporte [9].	21
Gráfico 2 – Gráfico de comportamento dos dois tipos de maciço considerados [9].	23
Gráfico 3 – Gráfico do suporte necessário para equilibrar o maciço em torno do túnel [9].	27
Gráfico 4 – Curva característica do comportamento do suporte [9].	28
Gráfico 5 – Interacção entre o maciço e o suporte para algumas soluções exemplo [9].	30
Gráfico 6 – Curvas de comportamento de um túnel com 8 metros de diâmetro no maciço com evidência de “squeezing”, calculado através de um modelo axi-simétrico em elementos finitos [18].	32
Gráfico 7 – Relação entre a resistência do maciço e a tensão in situ e a percentagem de deformação para maciços não suportados [18].	33
Gráfico 8 – Observações de campo por Cherne et al (1998) [18].	34
Gráfico 9 – Influência da pressão no suporte p_i na deformação de túneis em maciços fracos [18].	35
Gráfico 10 - Problemas na escavação associados a diferentes níveis de deformação [19].	39
Gráfico 11 – Correlação entre GSI e RMR [21].	49
Gráfico 12 – Deformação da abóbada ao longo da redução de rigidez da zona escavada	53
Gráfico 13 – Deformação da abóbada em relação ao módulo de deformabilidade dos materiais fictícios.	54
Gráfico 14 - Deformação da abóbada ao longo da redução de rigidez da zona escavada com a correcção aplicada.	55
Gráfico 15 – Gráfico desenvolvido por Vlachopoulos e Diederichs [25].	57
Gráfico 16 - Deformação da abóbada em relação ao módulo de deformabilidade dos materiais fictícios depois de aplicada a correcção.	57
Gráfico 17 – Convergência da corda C1-2 do Pk1152 [21].	58
Gráfico 18 – Convergência de um hasteal por efeito de “squeezing”.	60
Gráfico 19 – Redução das características do maciço em torno do túnel e consequente convergência da corda C1-2.	61
Gráfico 20 – Convergência de um hasteal na zona correspondente à primeira fase da escavação da 1ª solução estudada na escavação em duas fases.	69
Gráfico 21 – Valores do esforço axial ao longo do suporte primário na fase referente ao final da escavação para a 1ª solução da escavação em duas fases (imagem do programa Phase2).	70
Gráfico 22 – Valores do momento flector ao longo do suporte primário na fase referente ao final da escavação para a 1ª solução da escavação em duas fases (imagem do programa Phase2).	71

Gráfico 23 – Convergência de um hasteal na zona correspondente à primeira fase da escavação da 2ª solução estudada na escavação em duas fases.	74
Gráfico 25 – Valores do esforço axial ao longo do suporte primário na fase referente ao final da escavação para a 2ª solução da escavação em duas fases (imagem do programa Phase2).	75
Gráfico 25 – Valores do momento flector ao longo do suporte primário na fase referente ao final da escavação para a 2ª solução da escavação em duas fases (imagem do programa Phase2).	75
Gráfico 26 – Deformação do hasteal superior esquerdo no avanço da escavação em 3 secções distintas.....	81
Gráfico 27 – Deformação do hasteal superior direito no avanço da escavação em 3 secções distintas.	81
Gráfico 27 – Valores do esforço axial ao longo do suporte primário na fase referente ao final da escavação para avanços em 3 secções parciais (imagem do programa Phase2).	82
Gráfico 28 – Valores do momento flector ao longo do suporte primário na fase referente ao final da escavação para avanços em 3 secções parciais (imagem do programa Phase2).	82
Gráfico 30 – Deformação do hasteal superior esquerdo no avanço da escavação em 3 secções distintas com aberturas no suporte primário.	88
Gráfico 31 – Deformação do hasteal superior direito no avanço da escavação em 3 secções distintas com aberturas no suporte primário.....	88
Gráfico 32 – Valores do esforço axial ao longo do suporte primário na fase referente ao final da escavação para avanços em 3 secções parciais com aberturas no suporte primário (imagem do programa Phase2).	89
Gráfico 33 – Valores do momento flector ao longo do suporte primário na fase referente ao final da escavação para avanços em 3 secções parciais com aberturas no suporte primário (imagem do programa Phase2).	89
Gráfico 34 – Diagrama de esforço axial resultante do fecho de uma das aberturas no suporte primário na zona da abóboda (imagem do programa Phase2).....	91
Gráfico 35 – Deformação da abóboda e soleira provocada pela redução de características do maciço em torno do túnel.....	93
Gráfico 36 – Deformação da zona dos hasteais provocada pela redução de características do maciço em torno do túnel.....	93
Gráfico 37 – Resultados da extrapolação para 50 anos da deformação resultante da redução de características do maciço em torno do túnel para as zonas da abóboda e soleira.	94
Gráfico 38 – Resultados da extrapolação para 50 anos da deformação resultante da redução de características do maciço em torno do túnel para a zona dos hasteais.	94
Gráfico 39 – Gráfico convergência – confinamento para a zona da abóboda e soleira.	96
Gráfico 40 – Gráfico convergência – confinamento para a zona dos hasteais.....	96
Gráfico A1 – Deformação elástica observada no modelo.....	A - 3
Gráfico A2 – Deformação elasto-plástico observada no modelo.	A - 8

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

O projecto de túneis encontra-se intimamente relacionado com o processo construtivo que será adoptado na sua materialização. Os métodos de construção de túneis são tão distintos entre si que a abordagem dos problemas inerentes a cada tipo de método varia significativamente. Quando se adiciona a estes problemas complexos, maciços rochosos fracos, heterogéneos e com problemas a longo prazo associados a fenómenos de “squeezing”, as dificuldades na previsão de todos os problemas e o estudo de soluções para os ultrapassar é enorme, daí que se apresente como relevante o estudo rigoroso destes fenómenos e do comportamento dos maciços e do suporte quando a eles expostos.

O estudo dos problemas associados ao fenómeno “squeezing”, assim como a própria definição deste problema, é um assunto que não se encontra muito explorado pela bibliografia da especialidade. Esta situação deve-se ao facto de serem em número reduzido os casos em que estes problemas se verificam e ao escasso conhecimento teórico do comportamento destes fenómenos. A análise deste tipo de problemas é feita com base no conhecimento de casos práticos, das dificuldades encontradas em cada caso, das soluções adoptadas para os superar e das medições efectuadas em cada obra.

A construção de túneis de grande vão a profundidades cada vez mais elevadas, em maciços com capacidades resistentes cada vez menores, afigura-se como uma realidade nova que necessita de um estudo intensivo uma vez que o valor das solicitações que se desenvolvem nos suportes instalados é de grandezas muito diferentes às associadas à construção de túneis em condições menos desfavoráveis. É então necessário estudar o desenvolvimento destas solicitações no suporte ao longo da obra e verificar se o comportamento da estrutura continua adequado.

1.2. OBJECTIVO DO TRABALHO

O objectivo principal do trabalho consiste no dimensionamento do suporte primário e definitivo (secundário) a aplicar na construção do túnel de restituição do circuito hidráulico do aumento de potência de Venda Nova III de maneira a atingir um equilíbrio entre as deformações do túnel e o estado de tensão dos suportes.

Para cumprir o objectivo principal foi necessário estudar o projecto do túnel de restituição do circuito hidráulico de Venda Nova II para compreender o comportamento do maciço em causa e efectuar uma correcta simulação das características a utilizar na modelação da secção interessada.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA TESE

A resposta ao objectivo apresentado no ponto 1.2. conduziu a uma organização da tese em seis capítulos, dos quais a introdução ocupa o primeiro.

No segundo capítulo é feita uma exposição dos métodos construtivos utilizados correntemente, associados à execução de túneis em maciços rochosos. São feitas algumas considerações relativas às vantagens e limitações de cada método, assim como ao equipamento necessário para os aplicar.

O terceiro capítulo apresenta os fenómenos relevantes para a compreensão do dimensionamento e processo construtivo de túneis. Confere-se especial ênfase à descrição do conceito convergência-confinamento, ao estudo do comportamento dos maciços quando são atravessados por uma escavação e a sua interacção com o suporte instalado. No final do capítulo inclui-se a descrição do fenómeno “squeezing” assim como a exposição de um método que permite a previsão da instabilidade no túnel e na face de escavação e alguns casos práticos de túneis que sofreram problemas associados a fenómenos de “squeezing” e as soluções utilizadas para os ultrapassar ou corrigir.

O quarto capítulo dedica-se à apresentação do estudo do projecto do túnel de restituição do circuito hidráulico do aumento de potência de Venda Nova II. Inicia-se pela descrição do projecto seguida da caracterização geológico-morfológica do maciço em que o circuito está inserido e uma breve descrição do perfil seleccionado para efectuar as análises necessárias. Neste capítulo apresenta-se a modelação da escavação da secção do Pk1152 abrangendo o estudo da geometria da secção, definição do estado de tensão inicial e das condições fronteira, as características do maciço e do suporte a adoptar, definição do nível freático e o equilíbrio do modelo tanto na fase de escavação, através do controlo das deformações do modelo no instante em que a frente de escavação se encontra no Pk1152 e no instante em que o suporte é instalado. No final do capítulo analisa-se o efeito do “squeezing” no modelo através da comparação com os valores medidos durante a construção. As características deste modelo serviram de base à construção do modelo do túnel de Venda Nova III.

O quinto capítulo apresenta o estudo do projecto do túnel de restituição do circuito hidráulico de Venda Nova III. Ao contrário do exposto no quarto capítulo, pouca ênfase é dada à caracterização geológico-geotécnica uma vez que essas características são as mesmas utilizadas no caso de Venda Nova II. É feito um esclarecimento sobre a construção do modelo construído para estudar o problema e foram apresentadas todas as soluções de faseamento construtivo estudadas assim como os resultados obtidos em cada uma. Após escolher o processo construtivo que melhores resultados ofereceu, foi estudada a influência do fenómeno “squeezing” para um tempo de vida útil da obra de 50 anos. Por fim foi dimensionado o suporte definitivo a aplicar na zona da falha da Botica construindo um modelo estrutural utilizando o programa SAP2000 como ferramenta de cálculo.

No sexto capítulo produzem-se as conclusões gerais do trabalho e indicam-se os desenvolvimentos futuros propostos.

2

APRESENTAÇÃO DOS MÉTODOS CONSTRUTIVOS DE TÚNEIS EM MACIÇOS ROCHOSOS UTILIZADOS CORRENTEMENTE.

2.1. NOTA PRÉVIA

Este capítulo destina-se a fazer uma apresentação das metodologias utilizadas na construção de túneis em maciços rochosos, as vantagens e limitações de cada uma, e o tipo de equipamentos normalmente utilizados em cada situação.

2.2. MÉTODOS CONSTRUTIVOS DE TÚNEIS EM MACIÇOS ROCHOSOS

2.2.1. NATM – NEW AUSTRIAN TUNNELING METHOD

2.2.1.1. Descrição do método

Os processos mais primitivos de escavação seriam os de abrir túneis com pequenas dimensões para facilitar a sustentabilidade (a auto-estabilidade é função inversa da dimensão do túnel). Posteriormente foram utilizados elementos de suporte, flexíveis, mas suficientes para controlar a plastificação do maciço, à custa de significativas deformações, como é o caso do escoramento com madeira [1].

A compreensão destes conhecimentos empíricos, futura teorização e aplicação em grande escala, permitiu desenvolver um método construtivo que utiliza estes procedimentos de forma consistente. Segundo Mahtab e Grasso (1992) [2] a base teórica deste método é representada pelas curvas de resposta dos maciços (convergência-confinamento).

Neste método a forma da secção transversal do túnel é tal (formas curvas, em arco) que encaminha as tensões principais de compressão suficientemente para dentro do maciço, evitando concentrações e desvios bruscos de trajectórias. Quando não é possível solucionar o problema através da geometria da secção transversal, o método sugere a aplicação de sistemas de melhoria da capacidade resistente. A cintagem por arcos metálicos, projecção de betão, pregagens e instalação de suporte pré-escavação, são algumas das técnicas utilizadas para conseguir estes efeitos [1].

A utilização de betão projectado, associado a armaduras, arcos ou fibras, é actualmente uma técnica muito usada na escavação NATM porque é instalado e colocado em carga em muito pouco tempo, fica em contacto com a totalidade do terreno escavado e é consideravelmente flexível o que favorece a transmissão, para o suporte, de carga compatível com a sua própria resistência [1].

A estabilização da frente de escavação também é tida em conta, havendo várias soluções possíveis: deixar um núcleo do maciço na frente por escavar (escavação diferida), projecção de betão na frente de escavação, utilização de pregagens em fibra de vidro que conferem resistência à frente e são facilmente destruídas pelos equipamentos de escavação [1].

Outro princípio do método é a utilização de um programa de monitorização (da convergência do túnel e carga nos suportes) que permite efectuar correcções no projecto ao longo da obra, tanto para aumentar o suporte necessário como para o diminuir, caso se verifique que as condições do maciço são diferentes das esperadas [2].

De maneira a evitar que durante a escavação, os estados de tensão no maciço ultrapassem a sua capacidade resistente, é utilizada a técnica de escavação diferida, quer transversal, quer longitudinalmente, como forma de reduzir o alargamento e expansão das zonas plastificadas.

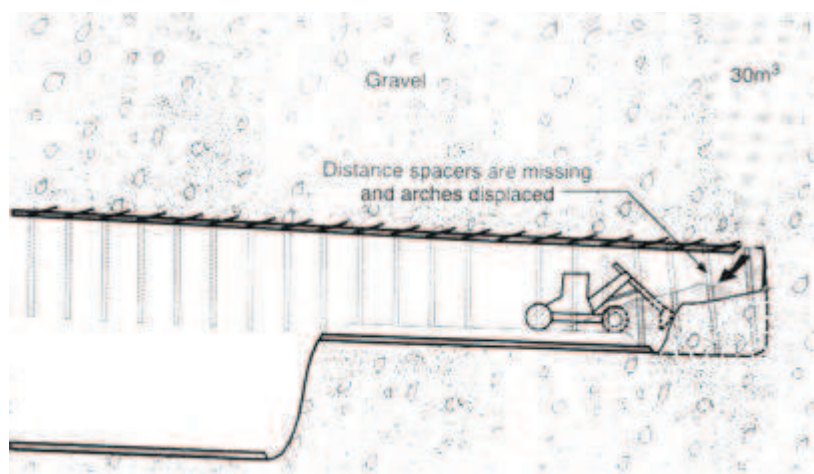


Fig. 1 – Escavação diferida como sugere o método NATM [1].

2.2.1.2. Tipos de escavação e equipamentos utilizados

Para efectuar a escavação neste método existem várias abordagens possíveis. A escolha do tipo de escavação ou do equipamento a utilizar está dependente da qualidade ou da facilidade de desmonte do maciço.

2.2.1.2.1. Escavação mecânica

Os equipamentos mecânicos mais utilizados na escavação de túneis quando se pretende uma abertura parcial faseada incluem roçadoras, retroescavadoras e martelos hidráulicos.

As roçadoras são constituídas por uma cabeça que corta e escava a frente de escavação, acoplada a um ou mais braços mecânicos que permitem movimentação horizontal e vertical. Estes braços são usualmente montados numa base que se pode deslocar. As roçadoras mais pequenas podem ser acopladas a giratórias mas são apenas utilizadas para trabalhos de finalização da superfície de escavação. A cabeça pode girar em torno do eixo do braço (corte radial) ou em torno de um eixo perpendicular ao braço (corte transversal), sendo estas as que usualmente oferecem um melhor ratio peso/potência. Destinam-se a escavar maciços com resistência à compressão até 80 e 120 MPa, constituídos por rochas pouco abrasivas, de baixa tenacidade e alguma fracturação (Fig. 2) [3].



Fig. 2 – Exemplo de uma cabeça de corte de uma roçadora [3].

As retroescavadoras e os martelos hidráulicos, aplicáveis apenas em maciços rochosos muito brandos, possuem tecnologia convencional, dependendo a sua aplicabilidade do espaço disponível e das características do material a escavar.

2.2.1.2.2. Escavação com explosivos – Drill and Blast

A escavação é feita através de uma sucessão contínua de sequências: furação, carregamento, explosão e remoção de material.

Cada sequência é iniciada com a perfuração da frente para que seja possível instalar os explosivos. Os equipamentos para realizar esta operação podem ser automatizados, normalmente com vários braços que permitem a furação simultânea de múltiplos furos (Jumbos), ou manualmente, apesar de esta opção ser utilizada apenas em casos excepcionais [4].

A utilização de explosivos para o desmonte de rocha motiva um conjunto de precauções com o objectivo de minorar as acções prejudiciais como as vibrações induzidas, ruídos, gases, poeiras, a projecção de material e a deterioração do maciço remanescente que pode provocar fenómenos de sobrefracturação e sobreescavação.

Uma das principais precauções é o estudo rigoroso do diagrama de fogo e sequência de rebentamento dos furos. Segundo Hoek [4], no caso de um túnel, o primeiro requerimento é criar um vazio para onde a rocha desmontada pela explosão possa expandir. Isto é geralmente conseguido através da criação de uma cunha, que se destina a criar um vazio limpo e a ejectar as rochas originalmente contidas nesse vazio para fora da face da escavação.

Após escavar um vazio com a profundidade que se deseja que os explosivos atinjam, a rocha é partida para o interior desse vazio. Isto é conseguido através da detonação em sequência de furos paralelos (concêntricos) usando intervalos de milissegundos. O objectivo deste atraso no rebentamento é justificado pela necessidade de dar tempo à rocha partida para se destacar do maciço e para ser ejectada para o túnel, deixando um vazio suficiente para a detonação seguinte.

O passo final é provocar uma explosão simultânea, mais leve, em furos situados no perímetro para destacar o último metro a meio metro de rocha, de maneira a que no final de cada sequência exista uma superfície de escavação limpa [4].

O diagrama de furos em cada sequência depende do tamanho do túnel e o número de furos necessários por sequência é determinado através do projecto de uma sequência típica assim como das características mecânicas da rocha.

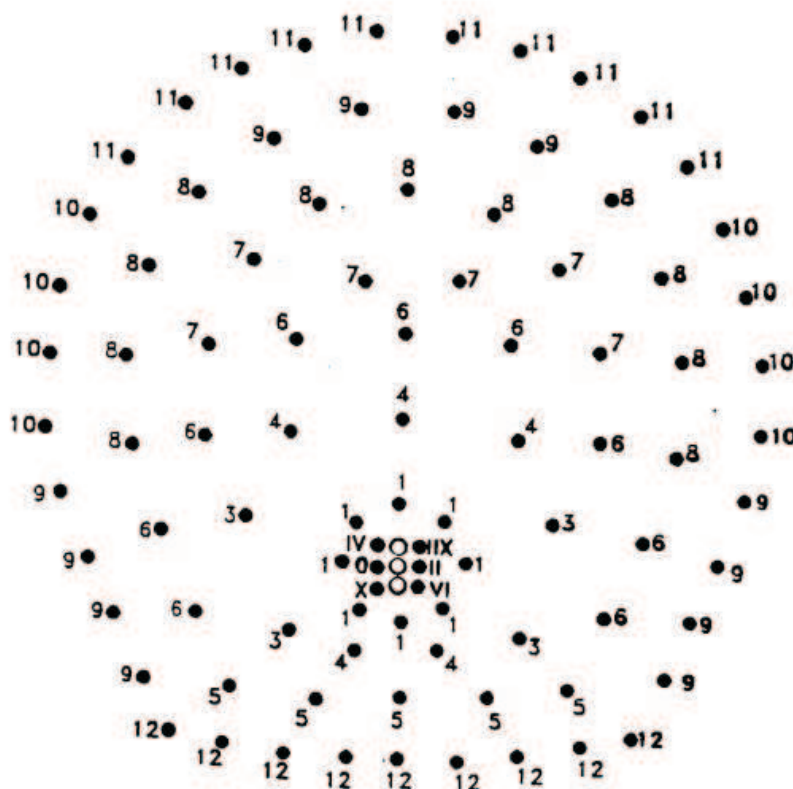


Fig. 3 - Exemplo de um diagrama de fogo utilizado por Balfour Beatty – Nuttall on the Victoria hydroelectric Project in Sri Lanka. Os números romanos referem-se a detonações com diferenças de milissegundos para criar a cunha necessária para que o material resultante de cada detonação seja ejectado para o túnel [4].

No desmonte de maciços heterogêneos, com ocorrência simultânea de materiais brandos e duros, poderá ser conveniente a utilização de métodos mistos, isto é, a aplicação de explosivos e arranque mecânico.

2.2.1.2.3. Escavação com suporte estrutural (ESE)

Como referido na descrição do método, quando não existe possibilidade de solucionar a falta de capacidade de suporte do maciço através da geometria de escavação, o método sugere uma melhoria da resistência do maciço. Uma das opções é a instalação de suporte estrutural numa fase anterior à escavação. O resultado da aplicação deste tipo de suporte é a transmissão à estrutura da totalidade da carga resultante da escavação. As soluções mais comuns utilizadas neste método passam pela introdução de enfilagens formando um “guarda-chuva” na abóbada da escavação [1].



Fig. 4 - Instalação de uma “guarda-chuva” de enfilagens num túnel do metro de Lisboa.

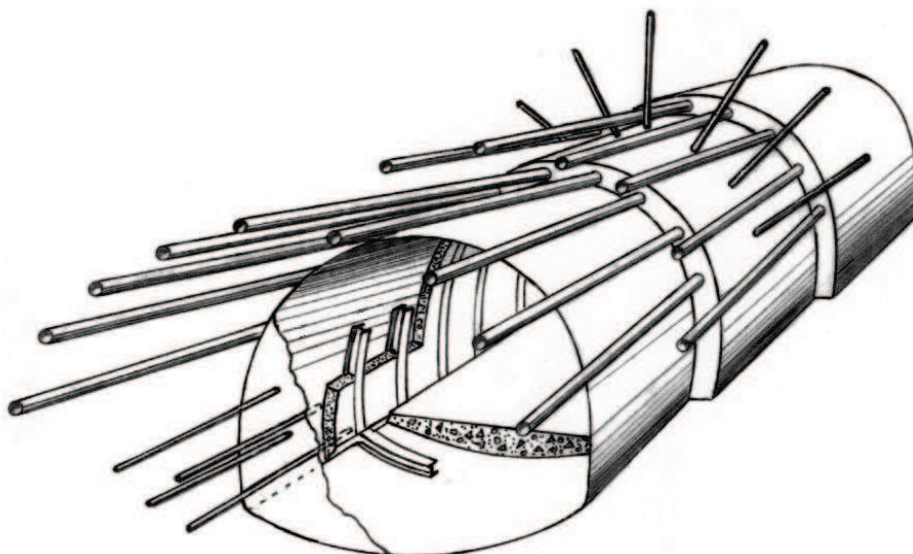


Fig. 5 – Escavação com suporte estrutural [5].

Não é um sistema a que se recorre apenas como opção geral inicial, mas como opção localizada por motivos especiais detectados em obra ou em zonas com um maior grau de desconhecimento das condições do maciço.

Outra vantagem da aplicação deste tipo de suporte é a redução dos assentamentos à superfície em túneis a baixas e médias profundidades [1].

2.2.1.2. Vantagens e condicionantes da utilização deste método

As principais vantagens deste método construtivo e as razões mais favoráveis para a sua utilização [1]:

- Permite efectuar escavações com secção não circular, havendo um melhor aproveitamento do volume escavado;
- Permite efectuar escavações de forma faseada;
- Permite raios de curvatura em planta muito pequenos quando comparado com outros métodos de construção (TBM por exemplo);
- Possibilidade de redução do risco financeiro por aumento das frentes de trabalho (redução dos riscos de interrupção da obra em caso de acidente) e rotação das equipas nas mesmas frentes;
- Facilidade de realizar sondagens na frente de trabalho;
- Facilidade de adaptação a alterações geológicas;
- Baixo custo inicial associado ao equipamento mobilizado.

As razões mais desfavoráveis à utilização deste método prendem-se com [1] :

- Dificuldade em controlar assentamentos em caso de emergência;
- Risco de colapso em caso de deformações excessivas com afectações à superfície e velocidades de avanço limitadas quando comparada com outros métodos (TBM por exemplo);
- Fraco rendimento em condições hidrogeológicas muito desfavoráveis;

2.2.2. TBM – TUNNELING BORING MACHINE

2.2.2.1. Descrição do método e do tipo de equipamento utilizado

Nos últimos 25 anos a aplicação da tecnologia TBM na escavação de túneis tem ganho importância. As TBM são equipamentos automáticos que escavam a totalidade da frente e procedem a um avanço de todo o equipamento através da escavação realizada estando, no entanto, limitadas a secções circulares.

Uma das características mais apreciadas neste método construtivo é o elevado rendimento de construção, no entanto, em maciços em que haja uma grande variação das condições geológicas, ou no caso de haver um erro na concepção da tuneladora por não existir uma interpretação adequada dos resultados da campanha de prospecção, a inadaptação do equipamento pode pôr em causa toda a execução da obra.

As TBM permitem escavar rochas com resistência à compressão até 300-350 MPa porém, os avanços mais significativos verificam-se em rochas de dureza média a baixa, com resistência inferiores a 120 MPa [6].

Apesar de existirem tuneladoras para praticamente qualquer tipo de condições de terreno e uma gama extensa de diâmetros, são equipamentos projectados individualmente para cada obra e representam um investimento significativo da parte do construtor.

Um dos factores que rege a aplicabilidade destes equipamentos prende-se com o terreno de fundação que terá de possuir resistência suficiente para suportar a carga exercida pelas sapatas e lagartas das tuneladoras, no seu movimento ao longo do túnel. Qualquer tuneladora é composta por uma cabeça de corte onde são montados diversos discos que criam fracturas através de um elevado esforço de compressão na frente de escavação e são responsáveis pelo desmonte do maciço. Os detritos são removidos através de tapetes instalados ao longo da tuneladora ou um sistema de carris. Estes equipamentos podem ser providos de escudos para escavação em rochas brandas, solos ou terrenos saturados, com exigência de colocação imediata de suporte (Fig. 6) [6].



Fig. 6 – Exemplo de cabeça de corte de uma tuneladora. Na figura foram retirados os discos responsáveis pelo desmonte do maciço [8].

2.2.2.2. Vantagens e condicionantes da utilização deste método

As principais vantagens na construção de túneis através de tuneladoras passam por [1]:

- Utilização em túneis longos;
- Possibilidade de controlar assentamentos;
- Possibilita o controlo do equilíbrio e das pressões na frente de escavação;
- Bom comportamento em condições hidro-geológicas muito desfavoráveis;

- Novos equipamentos consideravelmente versáteis;
- Quando é possível utilizar o mesmo equipamento para vários túneis o investimento torna-se mais rentável.

À partida, as razões mais desfavoráveis para a utilização destes equipamentos são:

- Dificuldade em visualizar a frente de escavação;
- Adaptação mais difícil em caso de variação das condições geológicas do que no caso de outros métodos (NATM por exemplo);
- Maior risco associado ao elevado custo inicial e em caso de imobilização dos equipamentos;
- Limitada a escavações com geometria circular;
- Mau comportamento em traçados com curvas apertadas;
- Risco de erro na concepção da máquina, associado a uma deficiente interpretação geológica;
- Risco em maciços de elevada convergência.

2.3. SUPORTE DE MACIÇOS ROCHOSOS

2.3.1. FONTES DE INSTABILIDADE QUE DETERMINAM A UTILIZAÇÃO DE SUPORTE

A abertura de uma cavidade subterrânea induz uma alteração no estado de tensão pré-existente no maciço, motivando, na maioria dos casos, a necessidade de instalação de sistemas de suporte que garantam a estabilidade dessa cavidade.

No seu estado natural, quando sujeitas a acções de compressão, a maioria das rochas duras são bastante mais resistentes que o betão [9]. Desta forma, não faz sentido substituir um determinado material, por outro que não lhe é superior.

Segundo Hoek e Brown [9], as principais fontes de instabilidade que ocorrem numa cavidade subterrânea são:

- Ocorrência de condições adversas em termos de geologia estrutural;
- Ocorrência de elevadas tensões *in situ*;
- Expansão ou decomposição da rocha por acção da água ou ar;
- Pressão hidráulica ou percolação de água.

Relativamente ao primeiro ponto, as causas de instabilidade referem-se à presença de falhas e descontinuidades em rochas competentes que, pela sua atitude, podem individualizar volumes de rocha. Nestes casos, e sempre que as condicionantes de serviço o permitam, as condições de estabilidade podem ser melhoradas através da reorientação do traçado do túnel, assim como pela aplicação de pregagens e ancoragens.

As elevadas tensões *in situ* são geralmente características de rochas duras, de elevadas profundidades, associadas a cavidades de grande dimensão. Estas condições podem-se verificar na escavação de túneis em regiões montanhosas muito escarpadas. Uma forma de mitigar os efeitos nefastos provocados, consiste em ajustar a orientação e a forma da secção do túnel de acordo com o estado de tensão existente ou, se tal não for possível, promover um substancial reforço do suporte.




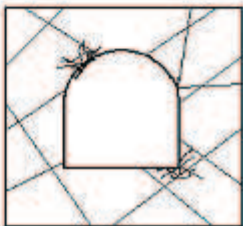
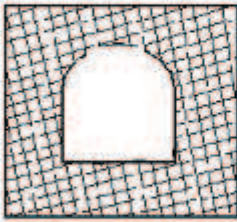
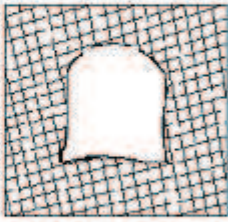
A instabilidade devida à expansão ou decomposição da rocha por acção da água ou ar, ocorre geralmente em maciços rochosos brandos ou em camadas e filões intercalados em rochas duras. Nestes casos, as medidas preventivas a adoptar consistem em isolar esses locais através de revestimentos que impeçam a exposição da rocha ao ar e à água.

As instabilidades devidas à pressão ou percolação da água, podem ocorrer praticamente em qualquer tipo de maciço rochoso. Os problemas devidos a estas circunstâncias só atingem proporções significativas quando associadas a um ou mais dos pontos anteriores. Nestes casos, as medidas a adoptar passam pela drenagem e/ou revestimento do túnel de forma a reduzir a pressão e reencaminhar o fluxo de água.

A presença de dois ou mais dos fenómenos atrás descritos, aliados às condicionantes geológicas e de serviço do túnel, pode motivar a adopção de soluções estruturais que visem todos os aspectos identificados, inclusivamente os aspectos intangíveis [9].

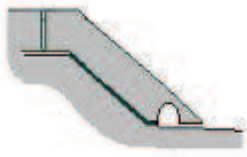
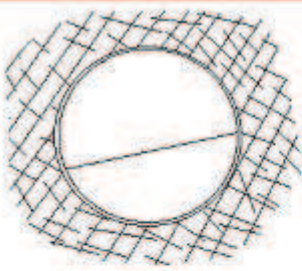
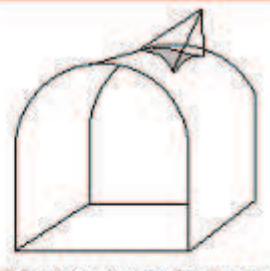
O suporte requerido por uma escavação depende fundamentalmente dos tipos e graus de fracturação da rocha envolvida e dos níveis de tensão *in situ*, originando as roturas típicas apresentadas no Quadro 1.

Quadro 1 – Tipos de rotura que ocorrem em diferentes maciços rochosos sob diferentes níveis de tensão in situ (adaptado de [9] por Bastos, M.).

	NÍVEIS DE TENSÃO BAIXOS	NÍVEIS DE TENSÃO ELEVADOS
ROCHA MACIÇA	 <p>Maciço rochoso com tensão <i>in situ</i> baixa. Resposta linear elástica praticamente sem rotura.</p>	 <p>Maciço rochoso com tensão <i>in situ</i> elevada. Nos limites da abertura, em pontos de concentração de tensões, iniciam-se fenómenos de lascamento, deslocamento e esmagamento que se propagam ao maciço circundante.</p>
ROCHA FRACTURADA	 <p>Maciço rochoso fracturado com tensão <i>in situ</i> baixa. Os blocos ou cunhas formados pela intersecção de diaclases com diferentes orientações, soltam-se e escorregam devido à acção da gravidade.</p>	 <p>Maciço rochoso fracturado com tensão <i>in situ</i> elevada. A rotura ocorre como resultado do deslizamento segundo as superfícies das diaclases e também pelo esmagamento e fendilhamento dos blocos rochosos.</p>
ROCHA MUITO FRACTURADA	 <p>Maciço rochoso muito fracturado com tensão <i>in situ</i> baixa. A superfície da abertura rompe como resultado do emaranhado de pequenos blocos ou cunhas, formados pela quantidade de descontinuidades que o maciço apresenta. A rotura pode propagar-se facilmente, se não for controlada.</p>	 <p>Maciço rochoso muito fracturado com tensão <i>in situ</i> elevada. O maciço circundante à abertura rompe por deslizamento nas superfícies das descontinuidades e por esmagamento de pequenos blocos de rocha. Este tipo de rotura tende a provocar o levantamento da soleira e forte convergência dos hastesais.</p>

O Quadro 2 apresenta sumariamente os problemas típicos, os parâmetros críticos, os possíveis métodos de análise e os critérios de aceitabilidade em escavações subterrâneas.

Quadro 2 – Problemas, parâmetros e métodos de análise e critérios de aceitabilidade em escavações subterrâneas (adaptado de [10] por Bastos, M.).

ESTRUTURAS	 <p>Túneis em pressão em projectos hidroeléctricos</p>	 <p>Túneis em rocha branda</p>	 <p>Túneis pouco profundos em rocha fracturada</p>
PROBLEMAS TÍPICOS	Escoamento excessivo a partir de túneis sem revestimento ou revestidos a betão. Rotura ou deformação do revestimento em aço devido a deformação da rocha ou pressões externas.	Rotura do maciço rochoso onde a resistência é excedida pelas tensões induzidas. Dão-se fenómenos de expansividade, retracção ou convergência excessiva se o suporte for inadequado.	Quedas por gravidade ou deslizamento de cunhas ou blocos definidos pela intersecção de fracturas Quedas do material da superfície suportado inadequadamente
PARÂMETROS CRÍTICOS	<ul style="list-style-type: none"> • Relação entre a máxima pressão hidráulica no túnel e a tensão principal mínima da rocha circundante • Comprimento do revestimento em aço e a eficiência do grouting • Nível de água no maciço rochoso 	<ul style="list-style-type: none"> • Resistência do maciço rochoso e das descontinuidades estruturais • Potencial de expansividade, em particular das rochas sedimentares • Método e sequência de escavação • Capacidade e sequência de instalação do sistema de suporte 	<ul style="list-style-type: none"> • Orientação, inclinação e resistência ao cisalhamento das descontinuidades estruturais do maciço rochoso • Forma e orientação da escavação • Qualidade da perfuração e detonação durante a escavação • Capacidade e sequência de instalação do sistema de suporte
MÉTODOS DE ANÁLISE	Determinação do recobrimento mínimo ao longo do traçado do túnel a partir de topografia pormenorizada. Análise de tensões de secções transversais e longitudinais ao eixo do túnel. Comparação entre a tensão principal mínima e a pressão hidráulica máxima para determinar o comprimento de revestimento em aço.	Análise de tensões usando métodos numéricos de modo a determinar a extensão das zonas de rotura e o deslocamento do maciço rochoso. Análise da interacção rocha-suporte usando métodos numéricos para determinar a capacidade e sequência de instalação do suporte e para estimar deslocamentos no maciço rochoso.	Técnicas de projecção esférica ou métodos analíticos são usados para determinação e visualização das cunhas do maciço rochoso circundante ao túnel. Análise de equilíbrio limite das cunhas críticas é usada para estudos paramétricos do modo de rotura, factor de segurança e necessidade de suporte.
CRITÉRIOS DE ACEITABILIDADE	Requer revestimento em aço onde a tensão principal mínima no maciço rochoso é menor que 1,3 vezes a carga estática máxima das operações hidroeléctricas ou 1,15 para operações com pressões dinâmicas muito baixas. São necessários testes de pressão hidráulica em furos de sondagens para confirmar os pressupostos de projecto	A capacidade de suporte instalado deve ser suficiente para estabilizar o maciço rochoso e limitar as convergências até um nível aceitável. As tuneladoras e as estruturas internas devem ser projectadas tendo em conta a convergência do túnel como resultado da expansividade e da deformação ao longo do tempo. A monitorização é um aspecto importante do controlo de construção	O factor de segurança, incluindo os efeitos de reforço, deverão ser excedidos 1,5 para o deslizamento e 2,0 para a queda de cunhas e blocos. A sequência de instalação do suporte é crítica e as cunhas e blocos devem ser identificados e suportados antes de serem totalmente expostos pela escavação. A monitorização dos deslocamentos terá pouco valor

Assim, os sistemas de suporte a utilizar têm de possuir características de forma e resistência adequadas, para o tipo de maciço existente e para as condições geomecânicas do local.

O suporte instalado num túnel é composto por dois tipos diferentes: o suporte primário e o secundário. Esta designação não se prende com a importância de cada um destes tipos de suporte mas da altura em que é aplicado. O suporte primário de um túnel é aquele cuja aplicação ocorre imediatamente a seguir à escavação e, preferencialmente, no menor espaço de tempo possível. O objectivo deste tipo de suporte prende-se com a necessidade de estabilizar a cavidade, de forma a garantir a segurança dos

trabalhos futuros e a geometria desejável. Por outro lado, o suporte secundário ou definitivo destina-se a garantir a estabilidade a longo prazo e a estabelecer as condições de serviço da infra-estrutura.

2.3.2. CONSIDERAÇÕES SOBRE OS TIPOS DE SUPORTE PRIMÁRIO

Os sistemas de suporte primário com utilização corrente, compreendem pregagens e ancoragens, entivação metálica (cambotas), rede metálica (malhasol), chapas metálicas, betão projectado, tirantes, chumbadores, madeira, etc.

Os sustimentos por pregagens e por ancoragens diferem entre si, fundamentalmente, pelo tipo de funcionamento. Enquanto as pregagens têm a função de suportar blocos instáveis, tendo um comportamento passivo, isto é, apenas actuam quando existem deslocamentos dos blocos, as ancoragens destinam-se a fornecer ao maciço uma acção de confinamento que permite aproveitar as suas características próprias de sustentação [11] (suporte activo).

A utilização de pregagens em rocha é tipicamente um método de sustentação pontual, aplicável a maciços auto-sustentados, em que existam instabilidades apenas em blocos esporádicos. As metodologias que incluam uma grande densidade de pregagens, para suportar blocos instáveis, dependem perigosamente da execução, não podendo ser projectadas unicamente em termos de carga a suportar e número de pregagens por unidade de área. De facto, a qualidade deste tipo de suporte está directamente dependente da observação e execução podendo, por necessidade, existir no mesmo maciço, zonas com poucas pregagens e zonas com elevada densidade destes elementos.

Os constrangimentos relativos à aplicação isolada de pregagens, pelo que atrás foi referido, vêm reforçar a possível inadequação do zonamento geotécnico perante as peculiaridades reais do maciço rochoso, não sendo recomendável a usual adopção de metodologias pré-estabelecidas. Este facto é consubstanciado pela variabilidade do grau de fracturação natural e agravado pelas possíveis implicações do método de escavação que, frequentemente, induz uma fracturação significativa ao maciço em torno do túnel.

Relativamente às ancoragens, estas constituem um suporte com aplicação igualmente de elementos pontuais, que actuam globalmente, possuindo todavia uma acção que envolve toda a periferia da escavação (Fig. 7). A acção das ancoragens pode distinguir-se sob dois prismas diferentes: o suporte, por suspensão, de uma espessura de rocha plastificada com recurso à rocha exterior mais resistente, ou a consolidação da zona plastificada em que as ancoragens actuam apenas no interior desta zona [12].

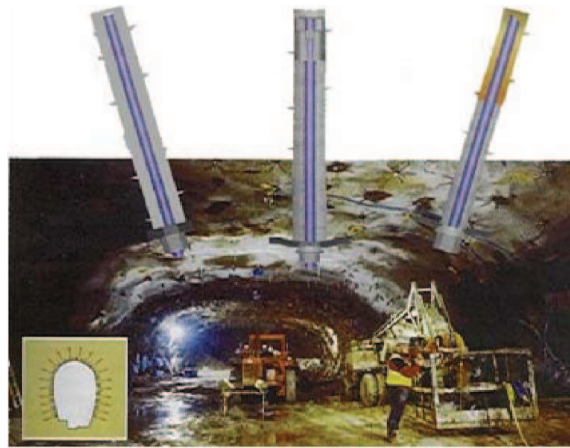


Fig.7 – Ilustração da aplicação de diferentes tipos de ancoragens em túneis (adptado de [13]).

A entivação por cambotas metálicas (costelas, cimbres, perfis), com secções H, U, em treliça ou outras, constitui um método de suporte primário amplamente utilizado em solos e rochas muito fracturadas (Fig. 8). Este tipo de suporte em aço possui vantagens significativas, nomeadamente as excelentes resistências mecânicas aos esforços de tracção e compressão, resistindo a elevados momentos de flexão; elevado módulo de elasticidade; facilidade de fabrico e ductilidade; homogeneidade e fácil controlo de qualidade; bom comportamento mecânico após o seu limite elástico. As desvantagens destes elementos prendem-se com os custos associados, agravados pelos tratamentos anti-corrosão como a galvanização [14].

A rede metálica, tipo malhasol, é correntemente utilizada no suporte primário de túneis, aplicando-se conjuntamente com as cambotas metálicas ou com as pregagens (Fig. 8). Em ambos os casos, a utilização de rede metálica é um método de suporte aconselhável em maciços com fracturação significativa, uma vez que constitui um método semi-contínuo, menos dependente de erros de observação ou de insuficientes métodos de pré-dimensionamento.



Fig. 8 – Cambotas metálicas (treliça) e rede electrosoldada (malhaso) no suporte primário de um túnel.

O sustimento com emprego de chapas metálicas (ou placas de betão) é um método eficiente em maciços com elevadas pressões, terrosos ou rochosos muito fracturados, existindo vários tipos como chapas lisas, chapas caneladas (onduladas), chapas de Bernold, etc. Estes métodos empregam-se, geralmente, em conjugação com cambotas, possuindo também as desvantagens destas, que se prendem com o custo e o necessário tratamento anti-corrosão.

O betão projectado constitui, actualmente, um elemento praticamente obrigatório na construção de túneis, desempenhando um papel primordial na sustentação a curto prazo das frentes e perímetro destas obras. A aplicação de sucessivas camadas de betão projectado, associadas à rede metálica, é uma metodologia favorável no controlo das convergências em túneis, constituindo assim um acréscimo gradual no reforço do suporte primário, de acordo com as necessidades evidenciadas pela instrumentação [14].

Os sustimentos mistos, compostos por pregagens e betão projectado ou cambotas e betão projectado (ambos com malhasol), de mais larga utilização, admitem, para efeitos de cálculo, que a rigidez do conjunto é a soma da rigidez de cada um individualmente e que a capacidade de suporte do sistema é a soma das capacidades individuais, supondo um comportamento plástico sujeito a uma carga máxima constante [6].

Existem ainda outros métodos de suporte, nomeadamente de pré-suporte ou tratamento do terreno, que são aplicados antes do desmorte da rocha. Entre estes métodos encontram-se as enfilagens (já referidas no ponto 2.2.1.2.3) e as micro-estacas, instaladas na direcção de avanço, com vista a

estabilizar as frentes, e os tratamentos de melhoria do terreno com *Jet Grouting*, destinados a constituir colunas de suporte da abóbada e hasteais, através da injeção de calda de cimento que se mistura com o terreno existente. Estes métodos são utilizados normalmente em maciços muito brandos ou pouco coesivos, conferindo um reforço à sua capacidade resistente e limitando subsequentemente as convergências e assentamentos.

2.3.3. CONSIDERAÇÕES SOBRE OS TIPOS DE SUPORTE SECUNDÁRIO

O suporte secundário de um túnel é, em geral, uma estrutura de aço ou betão que envolve a cavidade do túnel. Este revestimento pode ser aplicado sobre o sistema de suporte primário ou directamente em contacto com o terreno, para túneis autoportantes ou com elementos de suporte primário descontínuos (pregagens, ancoragens).

O revestimento de um túnel pode ser realizado por betonagem com cofragens deslizantes (Fig. 9) ou por colocação de aduelas de betão pré-fabricadas. Para cada caso é necessária uma metodologia própria de execução que, em termos geotécnicos, pode reflectir condicionalismos específicos relacionados com o encosto e adaptação do revestimento às faces existentes. Assim, as aduelas são utilizadas maioritariamente em túneis escavados com TBM, portadoras de sistemas próprios de instalação de aduelas, já que o corte é mais uniforme do que na escavação através do método NATM.

Em túneis cuja necessidade de revestimento seja apenas estética podem ser utilizadas chapas metálicas ou de betão para cobrir o suporte primário ou o terreno.

A finalidade do revestimento secundário assenta nos seguintes objectivos [15]:

- Função resistente, para assegurar a estabilidade a longo prazo;
- Impermeabilização, impedir fluxo de água para o interior do túnel;
- Estética, conferir ao túnel um aspecto regular e uniforme de acabamento final;
- Funcional, conferir as necessárias características de serviço, no que se refere à melhoria da eficiência da ventilação e iluminação (túneis rodoviários) ou da capacidade hidráulica (túneis em carga, saneamento ou abastecimento).

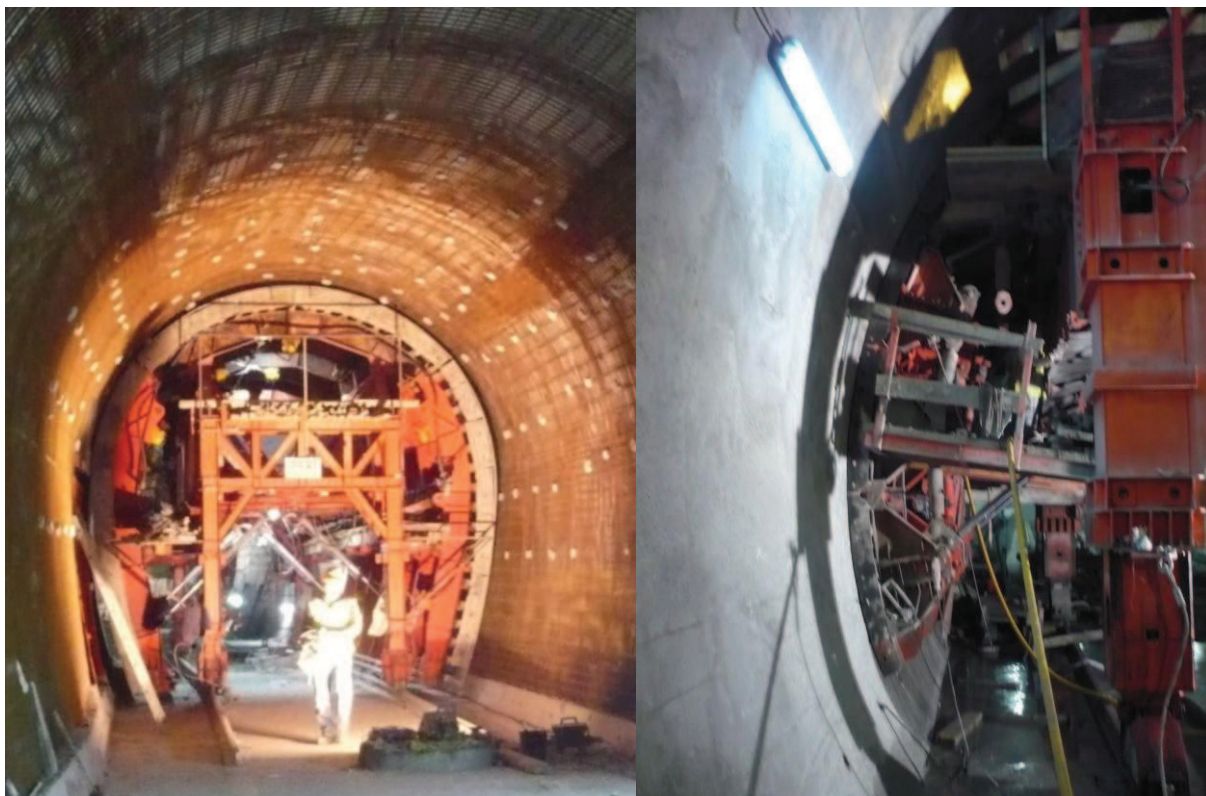


Fig. 9 – Esq: Exemplo de uma cofragem deslizante utilizada na betonagem do suporte secundário de um túnel.
Dir: Pormenor da estrutura da cofragem deslizante.

Como foi referido, o suporte primário pode incluir elementos resistentes de alguma magnitude, e tendo em conta o objectivo final da obra, o revestimento final tanto pode ter uma função puramente estética, como essencialmente resistente. Em ambos os casos, deve ser tido em conta nos cálculos do revestimento, os sistemas de suporte primário, com vista a optimizar o suporte global e minorar os custos.

De todas as formas, não deve ser esquecido o factor tempo. A possível deterioração do maciço e do suporte primário, através da acção da água e/ou de agentes físico-químicos [15] e dos fenómenos de squeezing pode alterar o estado de tensão pré-determinado, induzindo novos esforços no sistema global de suporte.

A execução do revestimento final pode decorrer durante os trabalhos de escavação ou no final destes, dependendo da finalidade da obra, da competência do suporte primário, dos ciclos de trabalho e das secções disponíveis. Este condicionalismo deve ser conhecido antecipadamente, com vista a adequar o sistema de suporte primário ao período de tempo e às solicitações de que vai ser alvo.

3

FENÓMENOS FUNDAMENTAIS INTERESSADOS NO ESTUDO DO PROJECTO E CONSTRUÇÃO DE TÚNEIS EM MACIÇOS ROCHOSOS.

3.1. NOTA PRÉVIA

Neste capítulo apresentam-se os pressupostos considerados na realização deste trabalho no que se refere ao comportamento mecânico do maciço e à sua interacção com o suporte instalado, os quais assumem relevância para o estudo efectuado e para os modelos realizados. Também são expostas algumas considerações sobre o fenómeno “squeezing” e algumas soluções práticas já utilizadas para superar os efeitos nefastos por ele provocados.

3.2. CONCEITO CONVERGÊNCIA-CONFINAMENTO

Para que seja possível entender o projecto e dimensionamento de túneis é necessário perceber os conceitos básicos do comportamento dos maciços rochosos, em termos de deformações, e de como este interage com o suporte para controlar estas deformações. Então, o termo convergência-confinamento pode ser visto como um sinónimo da interacção entre o maciço rochoso e o suporte estrutural.

A deformação do maciço é normalmente expressa através de uma curva característica onde se compara a deformação experimentada pelo maciço, com a reacção do suporte do maciço ou, caso não exista suporte, a descompressão experimentada do maciço.

Para explicar melhor estes fenómenos, considere-se o exemplo [9] de um túnel, com escavação total da frente através do método drill and blast, onde as tensões horizontais e verticais são iguais e de valor p_0 (Fig. 10).

Numa secção X, posterior à escavação (1), o maciço inserido no perfil do futuro túnel encontra-se em equilíbrio com o restante maciço. Sendo assim, o valor da tensão que suporta o túnel p_i é igual ao valor da tensão *in situ* p_0 .

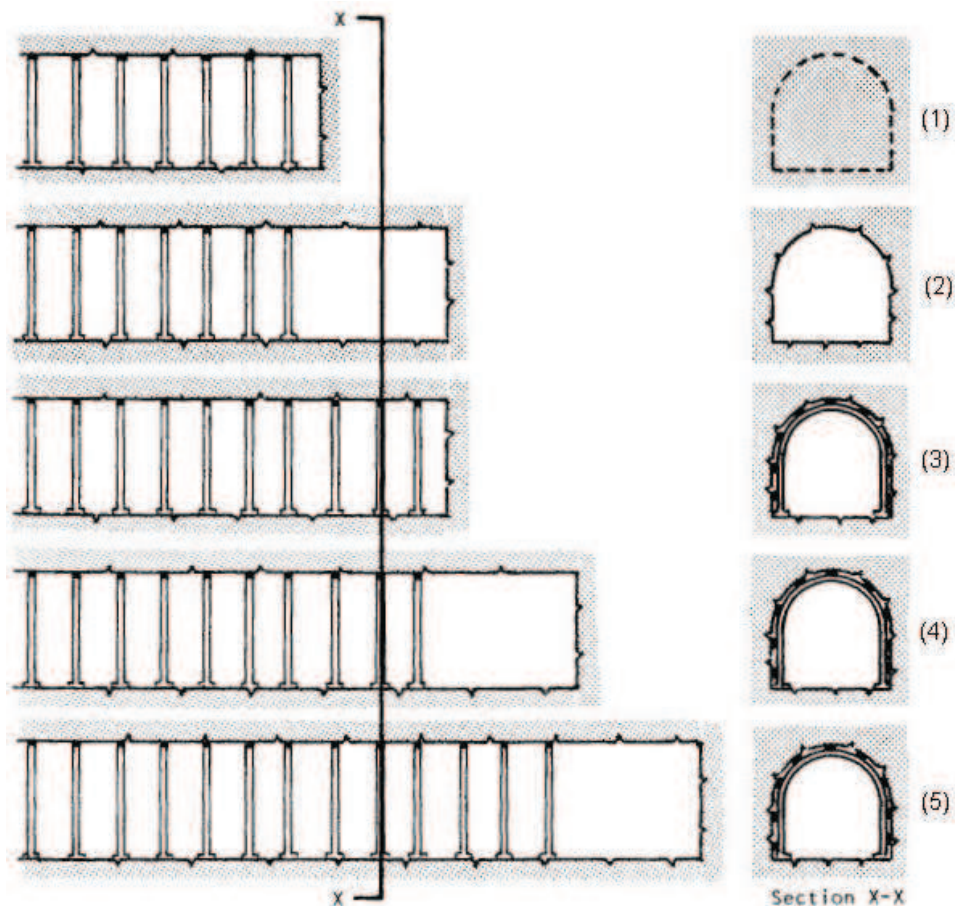


Fig. 10 – Túnel exemplo e as diferentes fases da construção [9].

Quando a secção X, considerada anteriormente é escavada (2), o suporte conferido pela rocha é retirado. Assim, a tensão que suporta o túnel é anulada, $p_i=0$. Contudo o túnel não colapsa imediatamente, porque a deformação radial u é limitada pela proximidade da frente de escavação que restringe esta deformação. Caso não fosse possível contar com a capacidade da frente de escavação para segurar o segmento do túnel escavado, seria necessário instalar suporte estrutural antes de realizar a escavação, como é sugerido pelo método ESE explicado no ponto 2.2.1.2.3.. Note-se que a quantidade de tensão p_i necessária para limitar as deformações do maciço na abóbada é superior à necessária para equilibrar os hasteais do túnel. Isto deve-se à necessidade de suportar na abóbada, o peso do maciço que está solto na zona que sofre plastificação.

Posteriormente é retirado o escombro resultante da explosão e cambotas de aço são instaladas próximas da frente de escavação (3). Neste momento o suporte ainda não é solicitado, porque ainda não houve deformação suficiente do maciço. Devido ao efeito de arco, as cambotas instaladas anteriormente e o maciço atrás da frente de escavação, são responsáveis pelo suporte desta secção do túnel.

Quando são feitos novos avanços no túnel (4), as limitações à deformação radial pela frente de escavação são reduzidas. Assim, o túnel deforma-se radialmente solicitando o suporte instalado que actua como uma mola com determinada rigidez (dependendo do suporte instalado). A tensão no suporte aumenta com o aumento da deformação radial no túnel, havendo uma descompressão do maciço na zona que rodeia o túnel.

Quando a frente do túnel avança o suficiente, esta não providencia qualquer restrição à deformação radial da secção considerada. Caso não fosse instalado qualquer tipo de suporte, as deformações

radiais iriam aumentar como está exposto no Gráfico 1. No caso dos hasteais, a pressão necessária para contrariar as deformações diminui para zero e, neste caso, os hasteais estariam em equilíbrio já que não existe nenhuma tensão que induzisse mais deformações. No entanto, o suporte necessário para limitar a deformação na abóbada do túnel atinge um mínimo e volta a crescer novamente. Isto deve-se ao facto de a deformação na vertical do maciço da abóbada fazer com que mais rocha fique solta e o peso desta massa adicional é adicionada ao suporte necessário.

Como se mostra no Gráfico 1 da curva característica, quando a curva de reacção do suporte intercepta a curva de deformação/descompressão do maciço, atinge-se o equilíbrio do sistema porque a tensão providenciada pelo suporte é a necessária para parar a deformação do maciço.

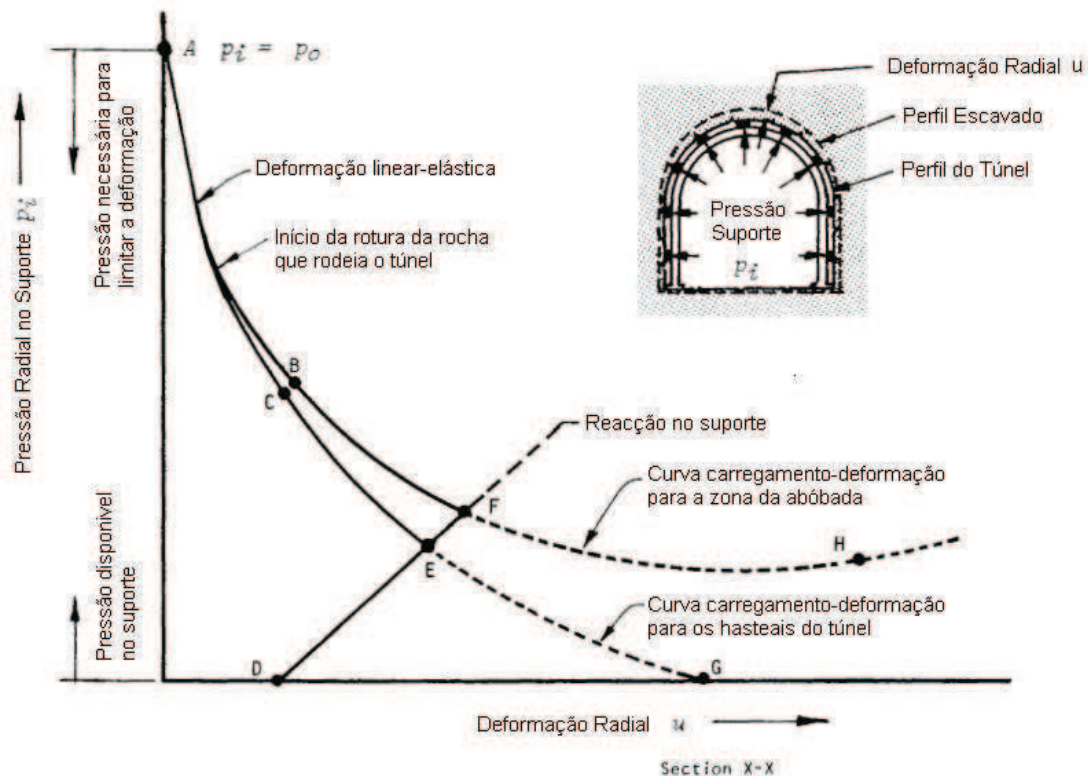


Gráfico 1 – Curva característica do comportamento do túnel e da interacção com o suporte [9].

3.3. ANÁLISE DA INTERACÇÃO ENTRE O MACIÇO E O SUPORTE ESTRUTURAL

Explicado o fenómeno de convergência-confinamento, é possível explicar o processo de dimensionamento do suporte estrutural para resistir ao esforço induzido pelas deformações radiais do túnel.

No entanto, a análise desta interacção é um problema com um grande número de factores que têm de ser tidos em conta para atingir uma solução viável. Para expor esta análise foram feitas algumas simplificações que possibilitam a transformação deste problema num de proporções mais reduzidas [9].

As simplificações introduzidas foram as seguintes:

- Geometria do túnel: A análise supõe um túnel circular de raio inicial r_i . O comprimento do túnel é suficiente para que este problema possa ser tratado a duas dimensões (Fig. 11);

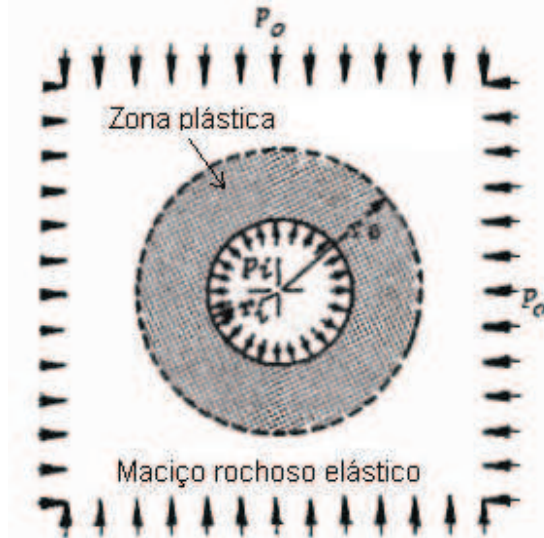


Fig. 11 – Geometria do túnel e estado de tensão *in situ* [9].

- Tensões *in situ*: As tensões horizontais e verticais são iguais e apresentam valor p_0 ;
- Tensão no suporte: Assume-se que o suporte instalado exerce uma tensão radial uniforme nas paredes do túnel;
- Propriedades do maciço rochoso original: Assume-se que o maciço rochoso original apresenta um comportamento linear-elástico e é caracterizado por um módulo de Young E e por um coeficiente de Poisson ν . O critério de rotura deste material é definido pela equação

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (m\sigma_c \times \sigma_3 + s\sigma_c^2)^{\frac{1}{2}} \quad (1) [9]$$

Onde,

σ_1 = maior tensão principal;

σ_3 = menor tensão principal;

m = constante empírica do modelo de Hoek Brown [16] para o maciço intacto;

σ_c = resistência à compressão uniaxial da rocha sã;

s = constante empírica do modelo de Hoek Brown [16] para o maciço intacto.

- Propriedades do maciço rochoso fracturado: Assume-se que o maciço rochoso fracturado em torno do túnel apresenta um comportamento perfeitamente plástico e satisfaz o seguinte critério de rotura

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (m_r\sigma_c \times \sigma_3 + s_r\sigma_c^2)^{\frac{1}{2}} \quad (2) [9]$$

Onde,

m_r = constante empírica do modelo de Hoek Brown [16] para o maciço fracturado;

s_r = constante empírica do modelo de Hoek Brown [16] para o maciço fracturado.

Como simplificação assume-se que a resistência é reduzida imediatamente do critério de rotura definido pela equação (1) para o da equação (2) sem existir um declínio progressivo da resistência do maciço (Gráfico 2).

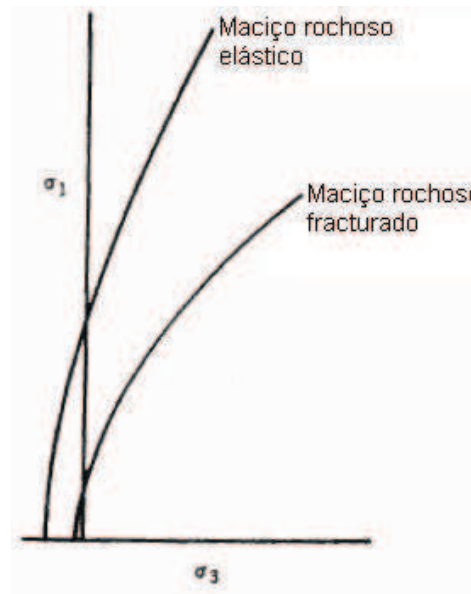


Gráfico 2 – Gráfico de comportamento dos dois tipos de maciço considerados [9].

- Deformações volumétricas: Na região de comportamento elástico as deformações são controladas pelas constantes elásticas E e ν . Na rotura, a rocha dilata (dilatância) e as deformações são calculadas tendo por base a regra do escoamento plástico associada à teoria da plasticidade [17].
- Comportamento ao longo do tempo: Assume-se que os dois tipos de maciços referidos (original e fracturado) não apresentam alterações de comportamento ao longo do tempo.
- Extensão da zona plástica: Assume-se que a zona plástica se estende num raio r_e dependente da tensão in situ p_0 , da tensão exercida no suporte p_i e das características, tanto do material elástico, como do maciço rochoso fracturado.
- Simetria Radial: De notar que o problema a analisar é simétrico segundo o eixo do túnel. Caso o peso da rocha fracturada na zona plastificada fosse incluído na análise, esta simplificação simétrica não seria possível. No entanto, a consideração deste peso adicional do maciço fracturado é importante para o dimensionamento do suporte e será adicionado no final da análise simplificada.

3.3.1. ANÁLISE DAS TENSÕES

No caso de simetria cilíndrica, a equação diferencial que define o equilíbrio é

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{(\sigma_r - \sigma_\theta)}{r} = 0 \quad (3) [9]$$

Onde,

σ_r = tensão radial;

r = distância ao centro do túnel;

σ_θ = tensão tangencial.

Satisfazendo esta equação para um comportamento linear-elástico assim como as condições fronteira $\sigma_r = \sigma_{re}$ para $r=r_e$ and $\sigma_r = p_0$ para $r=\infty$ obtêm-se as seguintes equações para as tensões na zona elástica:

$$\sigma_r = p_0 - (p_0 - \sigma_{re}) \left(\frac{r_e}{r} \right)^2 \quad (4) [9]$$

$$\sigma_\theta = p_0 + (p_0 - \sigma_{re}) \left(\frac{r_e}{r} \right)^2 \quad (5) [9]$$

Onde,

p_0 = estado de tensão inicial;

σ_{re} = tensão radial na fronteira entre a zona plástica e a zona elástica;

r_e = distância do centro do túnel, até à fronteira entre a zona plástica e a zona elástica.

Para a zona plastificada, o critério de rotura definido pela equação (2) tem de ser respeitado. Assim, para este caso, temos $\sigma_1 = \sigma_\theta$ e $\sigma_3 = \sigma_r$, e a equação (2) pode ser reescrita da seguinte forma:

$$\sigma_\theta = \sigma_r + (m_r \sigma_c \times \sigma_r + s_r \sigma_c^2)^{\frac{1}{2}} \quad (6) [9]$$

Integrando a equação (3) e substituindo a condição fronteira por $\sigma_r = p_i$ para $r=r_i$ tem-se a seguinte equação para a tensão radial no maciço fracturado:

$$\sigma_r = \frac{m_r \sigma_c}{4} (\ln(r/r_i))^2 + \ln(r/r_i) (m_r \sigma_c p_i + s_r \sigma_c^2)^{\frac{1}{2}} + p_i \quad (7) [9]$$

Onde,

r_i = raio do túnel;

p_i = tensão que impede a convergência do túnel, dada pelo suporte.

Para se encontrar o valor de σ_{re} e o raio r_e da zona plastificada, utiliza-se o facto de o critério de rotura do maciço original ter de ser satisfeito na fronteira da zona elástica, ou seja, para $r=r_e$ onde, pelas equações (4) e (5), a diferença entre as tensões principais é

$$\sigma_{\theta_e} - \sigma_{r_e} = 2(p_0 - \sigma_{re}) \quad (8) [9]$$

Onde,

σ_{θ_e} = Tensão tangencial na fronteira entre a zona elástica e a zona plástica.

O critério de rotura para o maciço rochoso original é dado pela equação (1) que pode ser reescrita da seguinte forma:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_c \left(m \sigma_3 / \sigma_c + s \right)^{\frac{1}{2}} \quad (9) [9]$$

Substituindo σ_1 e σ_3 pelas tensões na fronteira entre a zona plástica e a elástica, σ_{θ_e} e σ_{r_e} respectivamente, na equação (9) e igualando os 2^{os} membros das equações (8) e (9) obtém-se

$$\sigma_{r_e} = p_0 - M \sigma_c \quad (10) [9]$$

Onde,

$$M = \frac{1}{2} \left(\left(\frac{m}{4} \right)^2 + m p_0 / \sigma_c + s \right)^{\frac{1}{2}} - \frac{m}{8} \quad (11) [9]$$

O critério de rotura para o maciço fracturado também tem de ser satisfeito para a fronteira entre a zona plástica e a zona elástica, ou seja, para $r=r_e$ e assim, da equação (7) obtém-se

$$\sigma_{r_e} = \frac{m_r \sigma_c}{4} \left(\ln(r_e/r_i) \right)^2 + \ln(r_e/r_i) (m_r \sigma_c p_i + s_r \sigma_c^2)^{\frac{1}{2}} + p_i \quad (12) [9]$$

Usando os valores de σ_{r_e} dados pelos resultados das equações (10) e (12) na equação seguinte, obtém-se o valor do raio de plastificação r_e :

$$r_e = r_i \times e^{\left(N - \frac{2}{m_r \sigma_c} (m_r \sigma_c p_i + s_r \sigma_c^2)^{\frac{1}{2}} \right)} \quad (13) [9]$$

Onde,

$$N = \frac{2}{m_r \sigma_c} (m_r \sigma_c p_0 + s_r \sigma_c^2 - m_r \sigma_c^2 M)^{\frac{1}{2}} \quad (14) [9]$$

Verifica-se através da equação (10) que a zona plástica apenas existe caso a tensão no suporte p_i seja inferior a um valor crítico dado por

$$p_i < p_{icr} = p_0 - M \sigma_c \quad (15) [9]$$

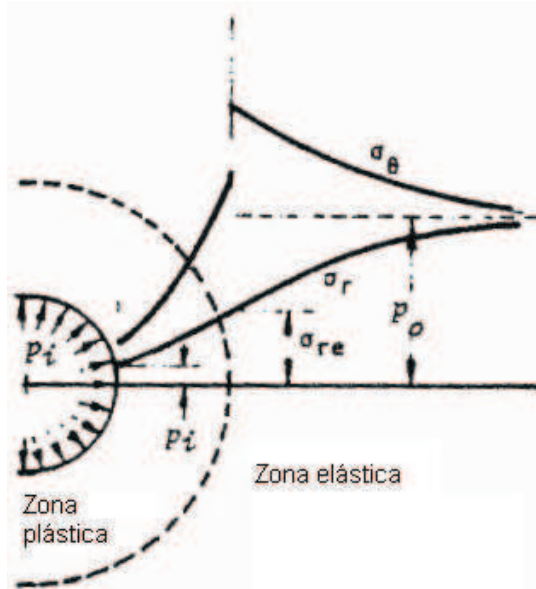


Fig. 12 – Diagrama de tensões em torno do túnel [9].

3.3.2. ANÁLISE DAS DEFORMAÇÕES

O deslocamento radial da fronteira elástica u_e , provocado pela redução da tensão radial σ_r do seu valor inicial p_0 até σ_{r_e} é determinado através da teoria da elasticidade como sendo

$$u_e = \frac{(1+\nu)}{E} (p_0 - \sigma_{r_e}) \times r_e \quad (16) [9]$$

Onde,

u_e = deslocamento radial da fronteira elástica;

ν = coeficiente de Poisson;

E = módulo de elasticidade.

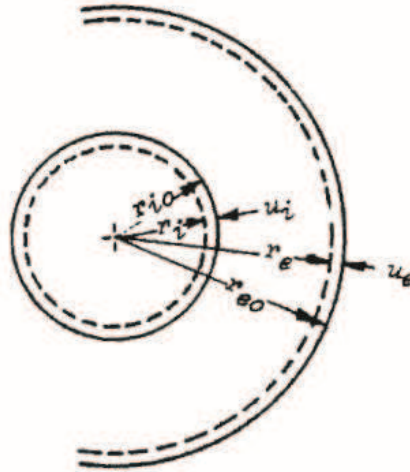


Fig. 13 – Notação para os deslocamentos em torno do túnel [9].

Ou, utilizando a equação (10)

$$u_e = \frac{(1+\nu)}{E} M\sigma_c \times r_e \quad (17) [9]$$

Se e_{av} for a deformação volumétrica plástica média (positiva quando o volume decresce) associada à passagem do maciço do seu estado original para o estado fracturado, quando se compara o volume da zona fracturada antes e depois da sua formação, obtém-se

$$\pi(r_e^2 - r_i^2) = \pi((r_e + u_e)^2 - (r_i + u_i)^2)(1 - e_{av}) \quad (18) [9]$$

Onde,

u_i = deslocamento radial (convergência) das paredes do túnel.

Simplificando esta equação obtém-se

$$u_i = r_{i0} \times \left(1 - \left[\frac{1-e_{av}}{1+A} \right]^{\frac{1}{2}} \right) \quad (19) [9]$$

Onde,

$$A = \left(2 \frac{u_e}{r_e} - e_{av} \right) \left(\frac{r_e}{r_i} \right)^2 \quad (20) [9]$$

r_{i0} = raio do túnel inicial, antes de existir qualquer convergência;

e_{av} = deformação volumétrica plástica média.

Substituindo os termos r_e/r_i e u_e/r_e pelas equações (13) e (17) obtém-se

$$A = \left(\frac{2(1+\nu)}{E} M\sigma_c - e_{av} \right) e^{2N - \frac{4}{m_r \sigma_c} (m_r \sigma_c p_i + s_r \sigma_c^2)^{\frac{1}{2}}} \quad (21) [9]$$

A derivação da expressão para obter o valor de e_{av} não será tratada neste trabalho. No entanto, o resultado desse estudo é

$$e_{av} = \frac{2(u_e/r_e)(r_e/r_i)^2}{((r_e/r_i)^2 - 1)(1 + 1/R)} \quad (22) [9]$$

Para uma zona plastificada relativamente fina, definida por um valor da relação $r_e/r_i < \sqrt{3}$

$$R = 2D \ln \frac{r_e}{r_i} \quad (23) [9]$$

Para uma zona plastificada mais espessa, onde $r_e/r_i > \sqrt{3}$

$$R = 1.1D \quad (24) [9]$$

Onde,

$$D = \frac{-m}{m+4 \left(m \sigma_{re} / \sigma_c + s \right)^{\frac{1}{2}}} \quad (25) [9]$$

3.3.3. EQUAÇÃO PARA O SUPORTE NECESSÁRIO

Para $P_{icr} < P_i < P_0$, a resposta do maciço é elástico e a equação que define o suporte necessário é

$$\frac{u_i}{r_{i0}} = \frac{(1+\nu)}{E} (p_0 - p_i) \quad (26) [9]$$

Caso $P_i < P_{icr}$ existe zona plastificada e o suporte necessário é dado pela equação (19).

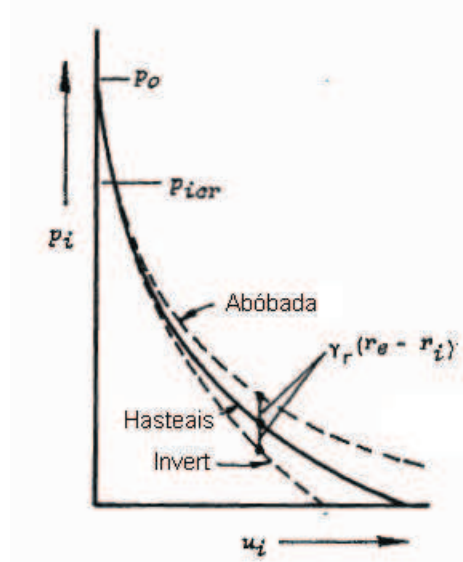


Gráfico 3 – Gráfico do suporte necessário para equilibrar o maciço em torno do túnel [9].

3.3.4. CONSIDERAÇÃO DO PESO DA MASSA PLASTIFICADA NA ABÓBADA DO TÚNEL

As equações (19) e (26) que definem o suporte necessário para equilibrar a deformação radial do túnel, podem ser consideradas como representativas do comportamento dos hasteais do túnel, já que, nestas regiões não há uma grande influência do peso da rocha fracturada no túnel. Para que se possa ter em conta o peso da rocha fracturada, tanto na abóbada como na soleira, o suporte p_i pode ser aumentado e diminuído pelo valor de $\gamma_r(r_e - r_i)$ respectivamente, onde γ_r é o peso unitário da rocha fracturada. Esta correcção apenas pode ser feita depois de ser determinado o suporte necessário através das equações (19) e (26).

Esta correcção é um pouco grosseira mas, considerando as simplificações assumidas na análise feita, dá uma estimativa bastante razoável do efeito do peso da rocha fracturada [9].

3.3.5. ANÁLISE DO SUPORTE A INSTALAR

Como ilustrado no Gráfico 4, só é possível instalar o suporte passado algum tempo de ser efectuada a escavação, ou seja, depois de já ter havido um certo grau de deformação radial. Esta convergência inicial, designada por u_{i0} , pode ser representada graficamente como está no Gráfico 4.

A rigidez do suporte instalado no túnel é caracterizada por uma constante de rigidez k . A pressão radial p_i providenciada pelo suporte é definida por

$$p_i = k \times \frac{u_{ie}}{r_i} \quad (27) [9]$$

Onde,

k = rigidez do suporte instalado;

u_{ie} = componente elástica do total da deformação u_i .

Então

$$u_i = u_{i0} + \frac{p_i r_i}{k} \quad (28) [9]$$

Onde,

u_{i0} = convergência já existente aquando da instalação do suporte.

A equação (28) é aplicada até ao ponto em que a resistência máxima do suporte é atingida. No caso de o suporte ser composto por betão cofrado, betão projectado, cambotas ou pregagens, assume-se que a rotura plástica do suporte ocorre neste ponto e que futuras deformações ocorrem em tensão constante como é ilustrado na no Gráfico 4. A pressão máxima disponível no suporte é definida por p_{smax} .

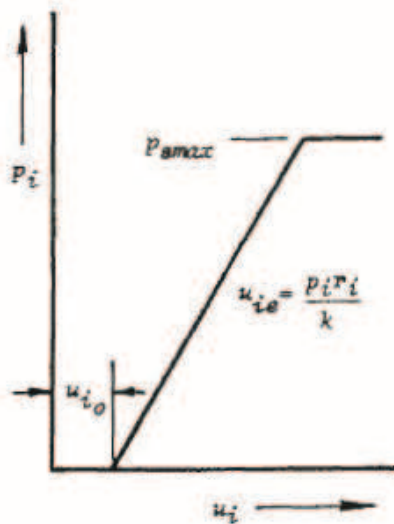


Gráfico 4 – Curva característica do comportamento do suporte [9].

3.3.5.1. Suporte a instalar através da utilização de betão cofrado ou betão projectado

Para exemplificar com um caso prático a capacidade de um dado sistema de suporte será utilizado o caso de um suporte definido por uma camada de betão cofrado ou betão projectado com espessura t_c , num túnel de raio r_i , onde a tensão gerada no suporte de betão em resposta à convergência do túnel é dada pela equação (27), onde

$$k_c = \frac{E_c(r_i^2 - (r_i - t_c)^2)}{(1 + \nu_c)((1 - 2\nu_c)r_i^2 + (r_i - t_c)^2)} \quad (29) [9]$$

Onde,

E_c = módulo de elasticidade do betão;

ν_c = coeficiente de Poisson do betão;

r_i = raio do túnel;

t_c = espessura da camada de betão cofrado ou projectado.

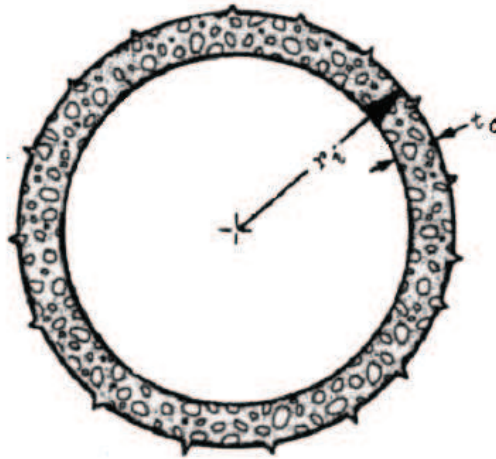


Fig. 14 - A análise é feita considerando um anel de betão fechado já que grande parte da rigidez deste tipo de sistema é devida à continuidade deste anel. Caso a análise seja aplicada a túneis não circulares ou a camadas que não revistam a totalidade do túnel, é necessário fazer uma estimativa cuidada para evitar sobrestimar a resistência do suporte [9].

Deve-se ter em conta que algum reforço da camada de betão não deve ser contabilizado no cálculo da rigidez. Reforços como malha metálica no caso do betão projectado ou varões de aço no caso do betão cofrado (quando têm função de distribuição e não função resistente), têm um papel importante no controle e distribuição de esforços e fissuras mas não aumentam significativamente a rigidez da estrutura.

No entanto, se for instalado um reforço mais pesado, inserido na camada de betão, como por exemplo, quando o betão é aplicado por cima de cambotas de aço, a contribuição dos dois sistemas deve ser tida em conta.

Nesta análise assume-se que a camada de betão cofrado ou projectado é permeável e assim, qualquer pressão interna ou externa devida à presença de água não influencia a pressão do suporte p_i .

A capacidade máxima de suporte que pode ser admitida por um suporte em betão cofrado ou betão projectado pode ser calculada segundo a teoria dos cilíndricos ocos sujeitos a pressões exteriores e é dada por

$$p_{scmax} = \frac{1}{2}\sigma_{c.conc} \left[1 - \frac{(r_i - t_c)^2}{r_i^2} \right] \quad (30) [9]$$

Onde,

$\sigma_{c,conc}$ = resistência à compressão uniaxial do betão cofrado ou projectado.

3.3.5.2. Suporte a instalar através da utilização de pregagens solidarizadas ao maciço.

O conceito de interacção entre o maciço rochoso e o terreno, aplicado aos sistemas de suporte discutidos nos pontos anteriores, não pode ser aplicado à instalação de pregagens solidarizadas ao maciço. Isto deve-se ao facto do comportamento deste tipo de suporte não ser independente do maciço rochoso e assim, as deformações que ocorrem no maciço rochoso e no sistema de suporte não podem ser separadas. A discussão da capacidade de suporte deste tipo de sistemas passa a ser de carácter qualitativo.

Na opinião de Hoek e Brown [9], a acção dos sistemas de suporte compostos por este tipo de pregagens surge como um reforço do maciço rochoso, da mesma forma que a armadura funciona em betão armado. O efeito de “costurar” o maciço rochoso, limitando a separação dos blocos individuais, limita a dilatação do maciço em torno do túnel. Este efeito traduz-se numa limitação da diminuição das constantes m e s do maciço rochoso intacto para m_r e s_r do maciço fracturado. Estudos de sensibilidade da influência dos valores de m_r e s_r , na quantidade de suporte necessário para o maciço em torno do túnel (ponto 3.3.3.), mostram que a deformação u_i é consideravelmente reduzida para modestos aumentos de m_r e s_r .

No entanto, não existe evidência directa da resistência dos maciços rochosos reforçados com este tipo de suporte e, por esse motivo, o mecanismo discutido não pode ser quantificado. No Gráfico 5 são apresentados alguns exemplos que demonstram a importância deste tipo de reforço.

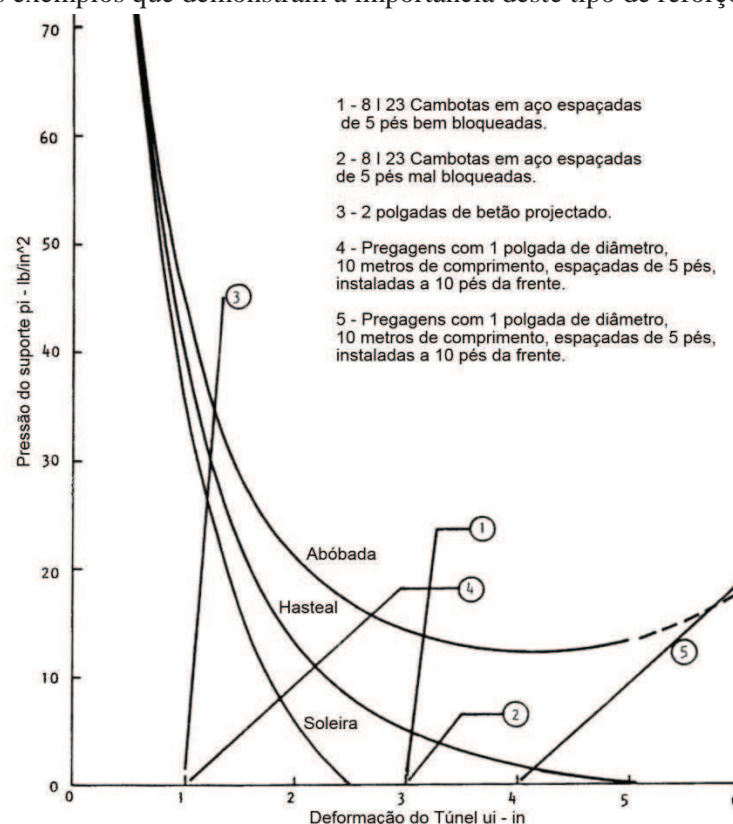


Gráfico 5 – Interacção entre o maciço e o suporte para algumas soluções exemplo (adaptado de [9]).

3.4. CONSIDERAÇÕES SOBRE O FENÓMENO “SQUEEZING”

O fenómeno de “squeezing” pode ser descrito como a redução da área da secção de um túnel devido a grandes deformações do maciço rochoso, ao longo do tempo.

O fenómeno de “squeezing” assume maior importância no projecto e dimensionamento de túneis quando a relação entre a resistência do maciço rochoso e o estado de tensão é inferior a 0.2 [18]. Nestes casos o fenómeno pode provocar instabilidade tanto do túnel, como da face de escavação.

Durante vários anos o projecto de túneis tinha por base as considerações feitas por Karl Terzaghi (1946), principalmente nos túneis construídos na América do Norte [18]. Nessas considerações, o suporte do túnel era principalmente composto por cambotas de aço e estas eram dimensionadas tendo em conta o peso do maciço fracturado resultante da escavação. Este conceito é ilustrado na Fig. 15 e Terzaghi incluiu um conjunto de orientações para estimar a solicitação provocada pelo maciço no suporte para diferentes condições geológicas.

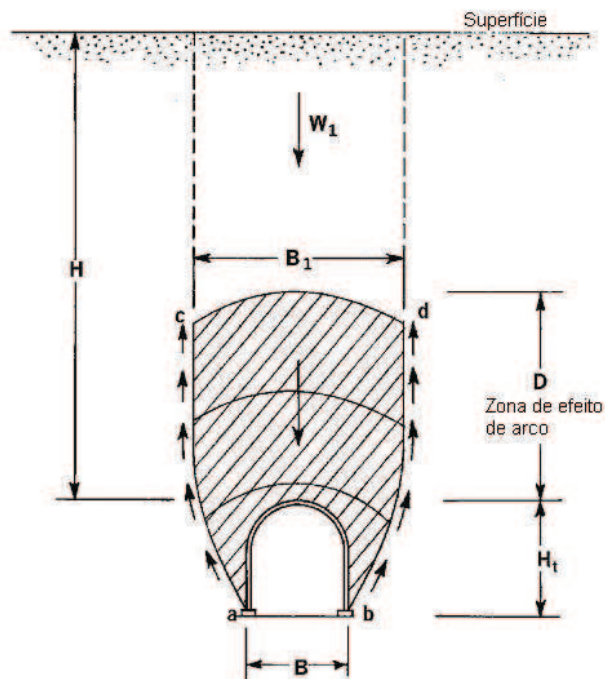


Fig. 15 – Conceito de efeito de arco desenvolvido por Terzaghi. Reproduzido de “Rock defects and loads on tunnel supports” publicado em 1946 [18].

Um método alternativo utilizado para dimensionamento de suporte foi desenvolvido na Europa e abordado pela primeira vez por Fenner (1938). Este método baseia-se no desenvolvimento de uma “zona plástica” no maciço rochoso em torno do túnel. Este conceito é denominado por convergência-confinamento e foi exposto no ponto 3.2 deste capítulo.

No entanto, o comportamento da face de escavação não era considerado em nenhum destes estudos. Esta omissão não se revelava importante para túneis escavados a baixas profundidades com diâmetros reduzidos. Mas com o aumento tanto do diâmetro dos túneis como da profundidade a que eram construídos, a estabilidade da frente passou a ser um problema sério. Na Fig. 16 é possível verificar a deformação plástica da frente de escavação determinada a partir de um modelo axi-simétrico em elementos finitos [15]. Lunardi (2000) sugere que perceber e controlar o comportamento do núcleo que se situa à frente do túnel é o segredo para poder escavar em maciços com fenómenos de squeezing [18].

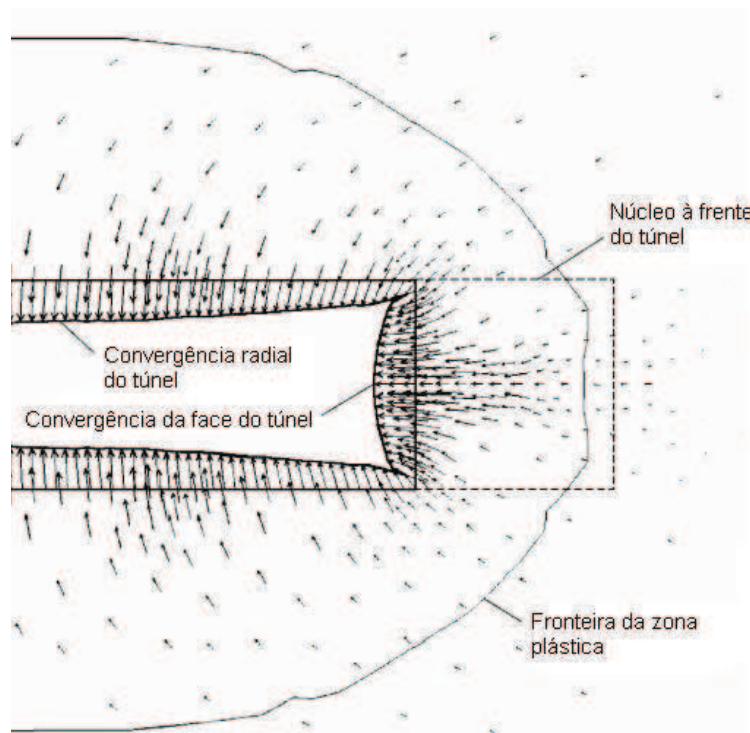


Fig. 16 – Modelo axi-simétrico que mostra a deformação da frente de escavação como resultado da rotura do núcleo à frente do túnel [18].

3.4.1. ESTABILIDADE DA FRETE DE ESCAVAÇÃO

Para verificar a estabilidade da frente de escavação foram medidas convergências em dois pontos de um túnel, com 8 metros de diâmetro [18]. O primeiro ponto (A) está afastado 20 metros da frente de escavação e o segundo ponto (B) encontra-se no centro da face de escavação. As curvas de comportamento destes pontos encontram-se no Gráfico 6.

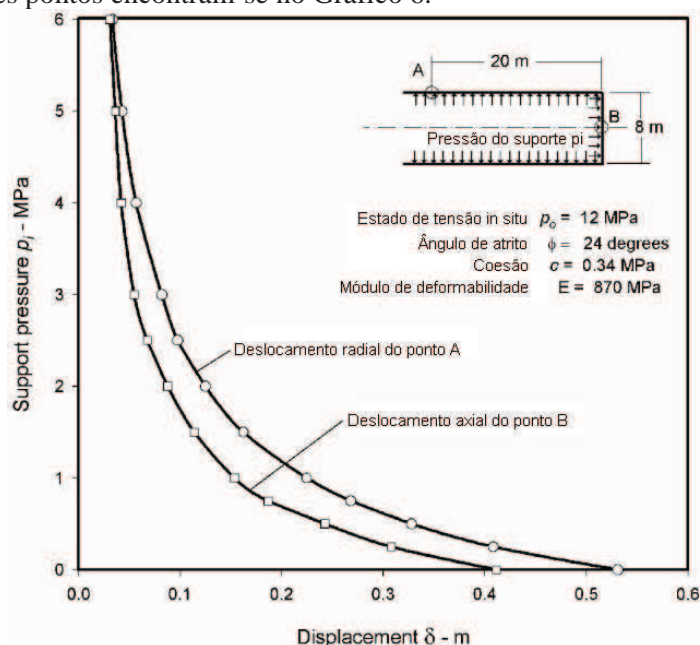


Gráfico 6 – Curvas de comportamento de um túnel com 8 metros de diâmetro no maciço com evidência de “squeezing”, calculado através de um modelo axi-simétrico em elementos finitos [18].

Como se pode verificar através da leitura do gráfico, para este exemplo, a face do túnel apresenta um comportamento muito semelhante ao do próprio túnel apesar de os deslocamentos serem cerca de 30% menores. No entanto, para tensões no suporte superiores a 6 MPa, o comportamento do maciço é elástico e é representado por rectas até ao ponto (0,12).

A consequência prática desta observação é que, sempre que necessário, impõe-se a estabilização da frente de escavação para que existiam condições de segurança no avanço do túnel. É necessário perceber quais as condições que dão origem a fenómenos de instabilidade e que tipo de suporte é necessário para atingir a estabilidade.

3.4.2. PREVISÃO DA INSTABILIDADE NO TÚNEL E NA FACE DE ESCAVAÇÃO

Para tornar possível a análise do comportamento do túnel e da face de escavação para uma grande variedade de condições, Hoek e Marinos (2000) introduziram algumas modificações no modelo Hoek e Brown (1980,1997) com o objectivo de aplicar aquele modelo em maciços rochosos de fraca qualidade [18].

Hoek e Marinos (2000) [18] mostraram que o gráfico da deformação do túnel com a relação da resistência do maciço rochoso com o estado de tensão *in situ*, é uma boa ferramenta para estimar a potencial instabilidade do túnel. Neste contexto, a deformação é definida como a percentagem da relação entre a deformação axial e o raio do túnel.

Curvas semelhantes foram traçadas tendo por base casos tridimensionais, como o modelo axi-simétrico em elementos finitos utilizado para produzir os resultados do gráfico anterior. Estas curvas foram desenhadas no Gráfico 7 e mostram que a deformação aumenta seguindo uma assíntota quando a relação entre a resistência da rocha e o estado de tensão *in situ* é inferior a 0,2. Este ponto indica o início de uma instabilidade grave e, caso não seja adoptado suporte adequado, existem sérios riscos de colapso tanto do túnel como da frente de escavação [18].

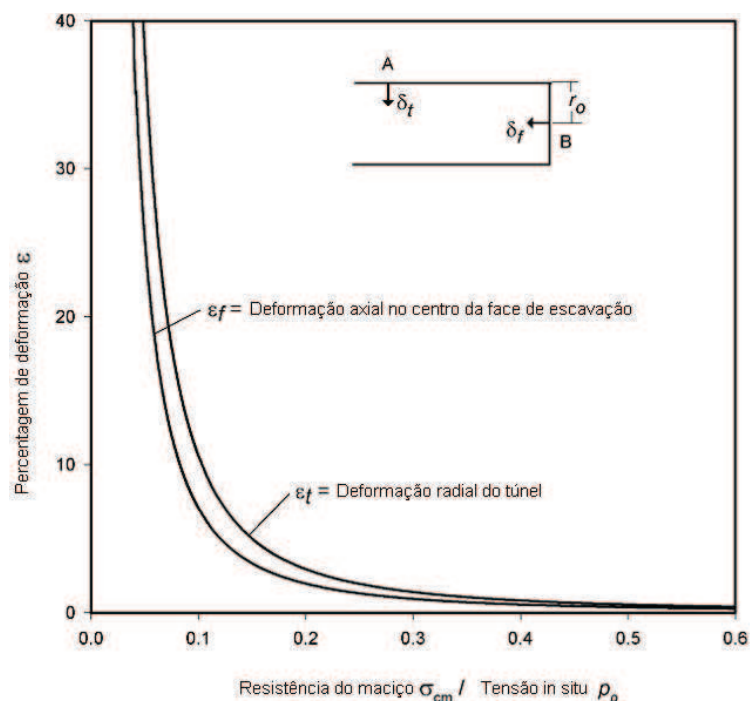


Gráfico 7 – Relação entre a resistência do maciço e a tensão in situ e a percentagem de deformação para maciços não suportados [18].

A influência da pressão interna do suporte p_i , na deformação do túnel e da face de escavação também foi estudada através de modelos axi-simétricos em elementos finitos. Este estudo foi feito para uma vasta gama de maciços rochosos, estados de tensão *in situ*, e pressões de suporte. A lei que representa o comportamento observado nas análises é semelhante para a deformação do túnel ε_t e para a deformação da frente ε_f com a relação entre pressão do suporte e o estado de tensão inicial:

$$\varepsilon_t \% = 0.15 \left(1 - (p_i/p_0) \right) \frac{\sigma_{cm} - ((3p_i/p_0)+1)/((3.8p_i/p_0)+0.54)}{p_0} \quad (31) [18]$$

$$\varepsilon_f \% = 0.1 \left(1 - (p_i/p_0) \right) \frac{\sigma_{cm} - ((3p_i/p_0)+1)/((3.8p_i/p_0)+0.54)}{p_0} \quad (32) [18]$$

3.4.3. ALGUNS CASOS DE TÚNEIS COM FENÓMENOS DE “SQUEEZING”

Baseado em observações de campo, Sakurai (1983) sugere que níveis de deformação superiores a 1% estão associados ao início da instabilidade assim como a dificuldades em instalar suporte suficiente para fazer frente à convergência do túnel. Estas observações foram confirmadas por Cherne et al (1998) através de observações de campo representadas no Gráfico 8 [18].

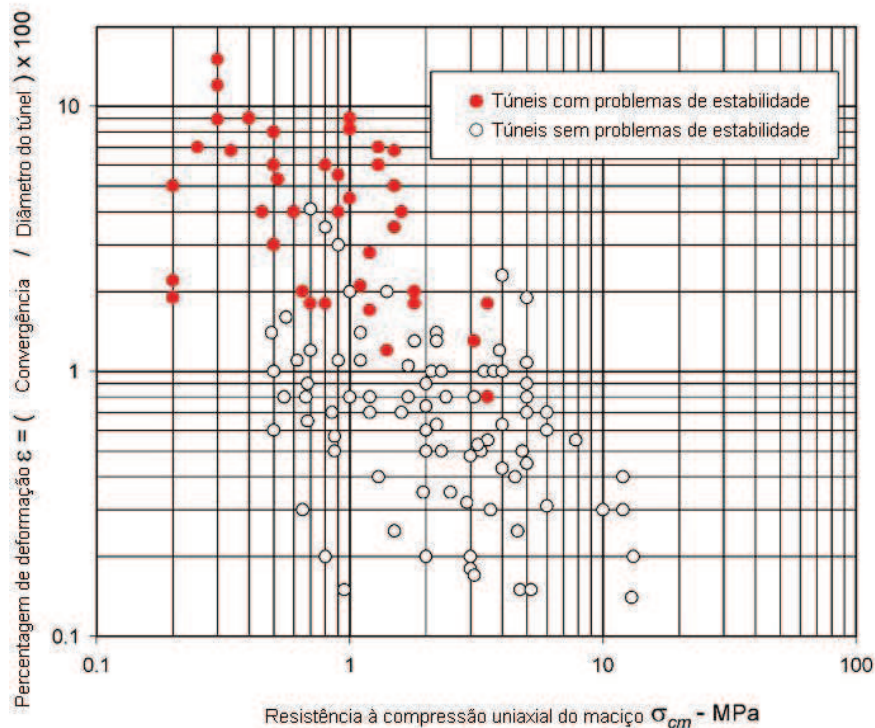


Gráfico 8 – Observações de campo por Cherne et al (1998) [18].

Salienta-se que alguns túneis que sofreram deformações acima dos 5% não exibiram problemas de estabilidade. Todos os túneis marcados como tendo problemas de estabilidade foram terminados com sucesso mas os problemas construtivos aumentaram significativamente com o aumento do nível de deformação. Assim, o limite de 1% proposto por Sakurai é apenas uma indicação do aumento de dificuldade na construção e não se deve assumir que a deformação deve ser limitada a 1% através da instalação de suporte suficiente. Em certos casos é desejável que o túnel tenha deformações tão grandes como 5% antes de activar o suporte [18].

Um dos problemas na interpretação dos resultados obtidos em campo para túneis com evidências de “squeezing” é a estimativa da influência do suporte. É particularmente complicado fazer essa estimativa quando a capacidade de suporte é ultrapassada e quando existem cambotas dobradas, fendas

no betão projectado ou pregagens que cederam. A melhor solução para estes casos passa por apresentar os resultados das medições em gráficos e compará-los com curvas de deformação de uma diversa gama de pressões de suporte. Esta comparação é feita no Gráfico 9 e mostra as convergências de vários túneis na Venezuela, Taiwan e Índia.

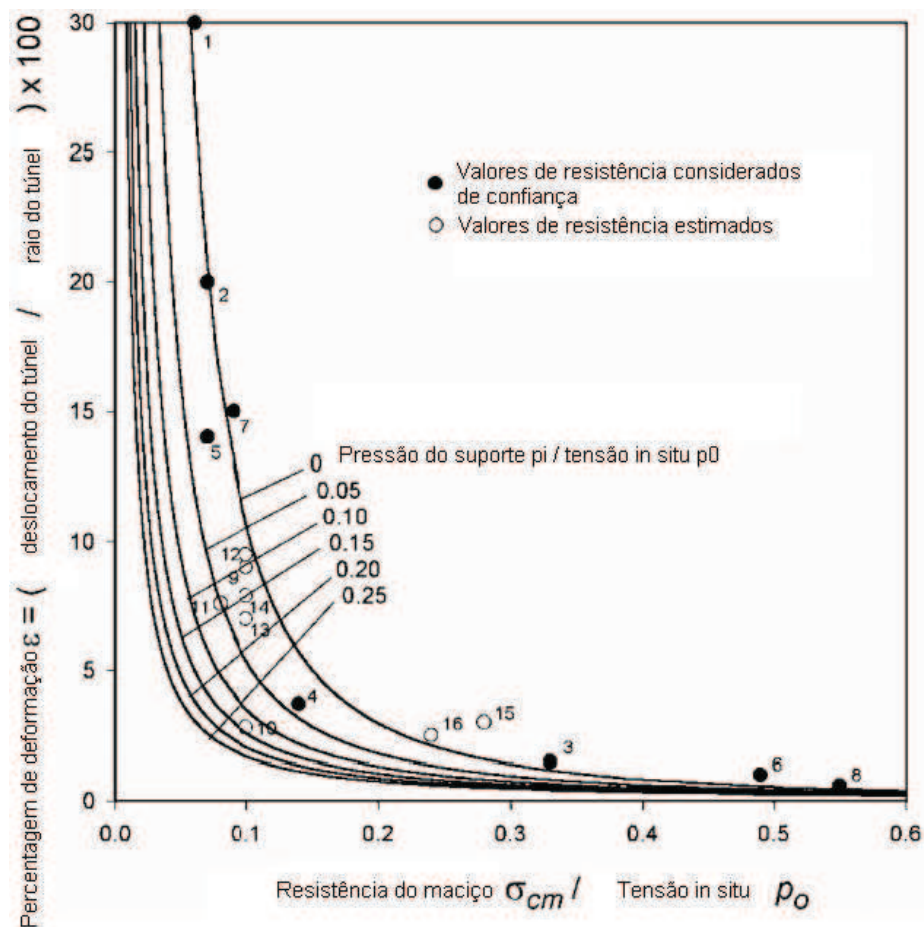


Gráfico 9 – Influência da pressão no suporte p_i na deformação de túneis em maciços fracos [18].

O gráfico mostra que as observações são bastante aproximadas ao comportamento esperado dos maciços com fenómenos de squeezing obtido nos modelos axi-simétricos de elementos finitos. Os pontos marcados com 1, 2, 5 e 7 encontram-se na zona da curva acima do 1% de deformação previsto por Sakurai ou com uma relação entre a resistência do maciço e o estado de tensão in situ inferior a 0,2 previsto por Hoek e Marinos, ocorreram nestes túneis sérios problemas com fenómenos de squeezing e foram necessárias medidas extraordinárias para estabilizar estes túneis [18].

3.4.3.1. Túnel Yacambú-Quibor na Venezuela

O túnel Yacambú-Quibor (ponto 1 do Gráfico 9) tem um diâmetro de 5,5 metros, com um comprimento de 25 km para transporte de água e foi construído através dos Andes perto da cidade de Barquisemeto na Venezuela. O recobrimento máximo deste túnel atinge os 1270 metros e uma parte significativa do maciço atravessado é composto por filitos grafitosos. A construção deste túnel, considerada por muitos como o túnel mais difícil de construir no mundo, começou em 1975 e em 2000 ainda faltavam escavar cerca de 9 km. Em 1979 uma TBM ficou presa em rocha com fenómenos de squeezing durante uma paragem dos avanços. A máquina não pôde ser reactivada e a rocha preencheu gradualmente todas as cavidades da estrutura da máquina [18]. Os restos da máquina foram removidos anos depois e na Fig. 17 pode ser visto o trabalho de remoção dos destroços.



Fig. 17 – Remoção dos destroços da tuneladora destruída pelos fenómenos de squeezing durante uma paragem nos avanços no túnel Yacambú-Quibor na Venezuela [18].

Em certos pontos o túnel fechou completamente e uma técnica foi desenvolvida para controlar a estabilidade do túnel. A instalação de cambotas de aço deslizantes que bloqueiam quando a convergência do túnel atinge os 0,3 metros (equivalente a uma deformação de aproximadamente 6% após a instalação do suporte). Estas costelas foram completamente embebidas em betão projectado com excepção de 1 metro onde se encontravam instalados os dispositivos deslizantes. Após bloqueio destes dispositivos este espaço seria preenchido com betão projectado fechando a camada inicial. Medições da convergência mostraram que estas secções são estáveis e que o comportamento a longo prazo deste tipo de suporte foi excelente [18].

3.4.3.2. Túnel do projecto de Nathpa Jhakri na Índia

O ponto número 2 do Gráfico 9 corresponde a um túnel de adução com 10 metros de diâmetro para o projecto de Nathpa Jhakri na Índia (Hoek, 1999). Numa secção do túnel que atravessa uma zona de falha com um recobrimento de 300 metros, graves deformações ocorreram como é ilustrado na Fig. 18. A secção deformada voltou a ser escavada utilizando um “guarda-chuva” de enfilagens para protecção dos trabalhos (Fig. 19). O resto da zona da falha foi atravessado com sucesso utilizando este método [18].



Fig. 18 - Graves problemas de squeezing numa zona de falha no túnel do projecto hidroeléctrico de Nathpa Jhakri na Índia [18].



Fig. 19 – Instalação de enfilagens com 12 metros de comprimento com 75 mm de diâmetro para criar um guarda-chuva de protecção com o qual foi possível proceder à escavação através da zona de falha [18].

3.4.3.2. Túnel Mucha em Taiwan

O ponto número 7 do Gráfico 9 corresponde ao túnel rodoviário Mucha em Taiwan (Cherne et al, 1998) com 16 metros de vão [18]. Foram medidos deslocamentos nos hasteais e na abóbada de cerca de 1,2 metros (Uma deformação equivalente a 15%) ao atravessar uma zona de falha. A redução da secção do túnel obrigou a que fosse necessário voltar a escavar até que o perfil original do túnel fosse

atingido. Esta operação envolveu a instalação de suporte pesado utilizando cabos longos, pré-esforçados, capazes de sustentar a rocha plastificada enquanto a escavação era realizada. Assim que a secção re-escavada foi terminada, foram instalados novos cabos pré-esforçados e a camada final de betão projectado foi colocada o mais cedo possível para estabilizar o túnel reparado (Fig. 20) [18].



Fig. 20 – Re-escavação do perfil de 16 metros de vão do túnel de Mucha em Taiwan depois de grandes convergências devidas a fenómenos de squeezing numa zona de falha [18].

3.4.4. SOLUÇÕES DE SUPORTE PARA MACIÇOS COM PROBLEMAS DE SQUEEZING

Com base no exposto anteriormente, a curva definida pela equação (31) pode ser utilizada para ter uma primeira noção do grau de dificuldade que será encontrado para diferentes níveis de deformação. Como os diferentes níveis de deformação podem ser relacionados com intervalos específicos de relações entre a resistência do maciço e o estado de tensão inicial, a curva ilustrada no Gráfico 10 pode ser utilizada para uma primeira estimativa dos problemas devidos ao fenómeno de “squeezing” que poderão ser encontrados [19].

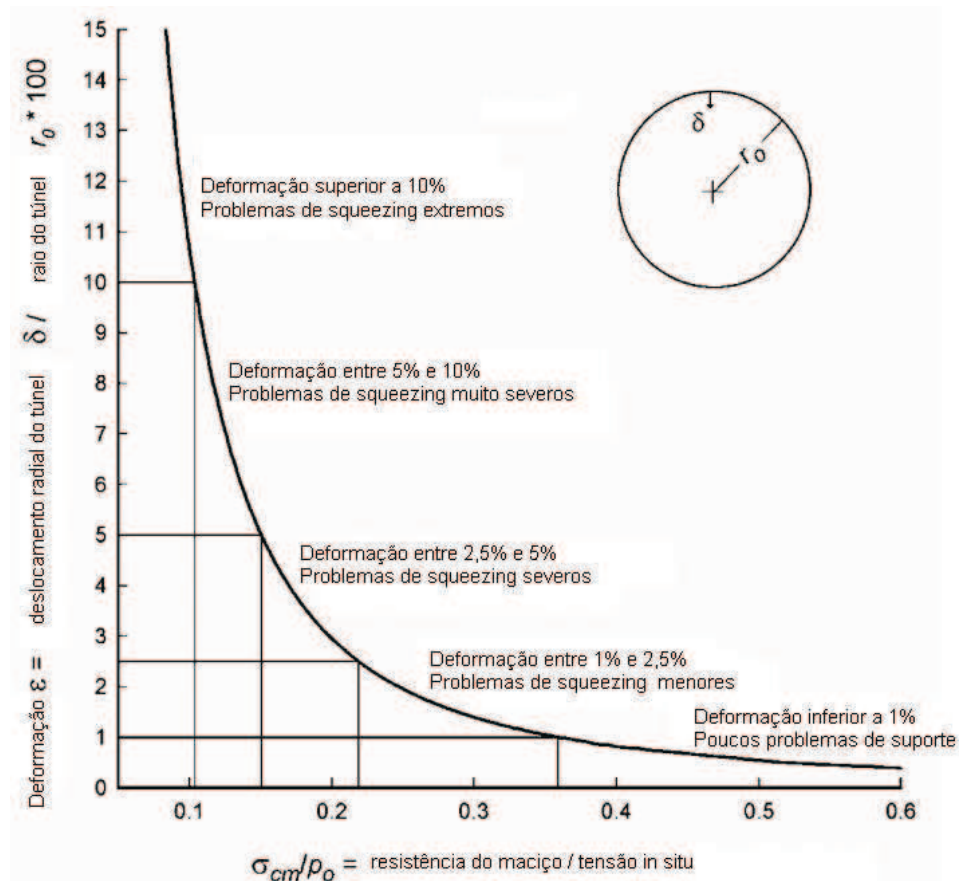


Gráfico 10 - Problemas na escavação associados a diferentes níveis de deformação [19].

Como exemplo pode ser considerado um túnel, que irá atravessar um maciço rochoso cuja resistência foi estimada em $\sigma_{cm} = 1,5$ MPa. O túnel atravessará esta região numa profundidade de 500 metros sendo o estado de tensão inicial igual a $p_0 = 13,5$ MPa e a relação $\sigma_{cm}/p_0 = 0,11$. O Gráfico 9 mostra que este caso corresponde a uma deformação de aproximadamente 10% e deverão ser tomadas medidas que previnam os sérios problemas devidos ao fenómeno de “squeezing” que se prevêem.

Neste ponto, o principal interesse é rever as principais opções disponíveis para tratar os problemas dos maciços rochosos sujeitos a fenómenos de “squeezing” e perceber quais destas opções se adaptam melhor a cada nível de deformação. O problema foi estudado em particular para túneis de grande vão (entre 10 a 16 metros).

Como já foi demonstrado anteriormente, a estabilidade da frente de escavação é um factor crítico para escavar com sucesso túneis de grandes vãos através de maciços com evidências de “squeezing”. A instabilidade da frente não só cria condições de trabalho extremamente perigosas para os trabalhadores como tem um impacto importante no desempenho do túnel. Caso a instabilidade da frente não seja tratada apropriadamente, danos significativos poderão ocorrer no maciço rochoso em torno do túnel devido à formação de cavidades (colapso do maciço) tanto na frente como nos espaços entre suportes. Este tipo de dano requer tratamento dispendioso tanto em tempo como financeiramente assim que a frente atravessa a zona de falha ou, se não existir tratamento, os problemas podem surgir mais tarde durante a fase de utilização do túnel [19].

As dificuldades inerentes a este tipo de maciços podem ser ultrapassadas caso a zona de falha seja antecipada (fazendo sondagens na frente de escavação) e seja desenvolvido um plano de construção cuidado. O maciço rochoso em torno do túnel pode ser melhorado através de injeções, instalação de enfilagens ou reforçado com pregagens em fibra de vidro. Apesar de estes tratamentos consumirem tempo e dinheiro, são normalmente bem sucedidos e minimizam os problemas que uma abordagem

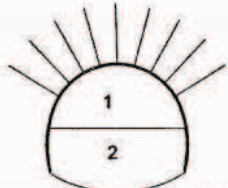
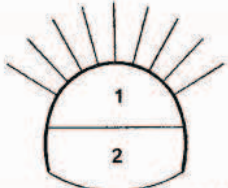

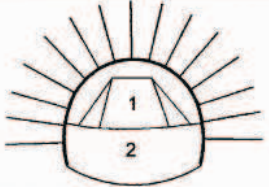


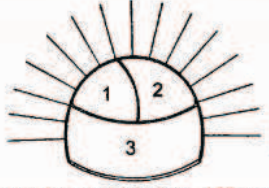
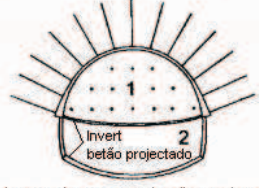
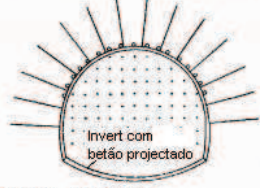
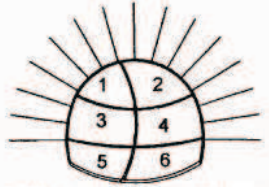
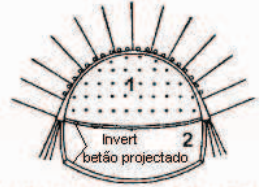




típica, em que não é utilizado qualquer reforço ou melhoramento e os problemas são tratados quando a frente fica exposta [19].

O desenvolvimento de métodos que permitem estabilizar a frente de escavação foram desenvolvidos sobretudo na Europa para solucionar problemas ocorridos nos túneis que atravessam os Alpes (Schubert, 1996) [18]. Estes métodos podem ser divididos em 3 categorias diferentes. Um destes métodos consiste em avançar através de pequenas secções. Este método recorre ao conhecimento de que o processo de escavação sequencial resulta na criação de células de betão projectado muito resistentes. As outras alternativas passam pela escavação total da frente ou pela escavação faseada com apenas 2 avanços parciais, recorrendo a reforço da frente de escavação e do maciço rochoso em torno do túnel para atingir a estabilidade. No Quadro 3 foi feito um sumário de algumas soluções para controlar a estabilidade da face e subsequente instalação de suporte para o túnel, enquanto a Fig. 21, mostra uma instalação típica de suporte onde vários tipos de elementos foram incorporados.

Todas as abordagens representadas no Quadro 3 apresentam vantagens e desvantagens e não existem regras simples para decidir qual o melhor método para certo tipo de condições. Para condições relativamente suaves de “squeezing”, pregagens e betão projectado são habitualmente utilizados como suporte primário em todos os sistemas de suporte. No caso da utilização de múltiplas secções, a face de escavação é dividida num maior número de secções com o aumento dos problemas de “squeezing”. Desta forma é garantido que a camada exterior de betão projectado não fica sobre tensão excessiva em nenhuma das fases de escavação. A estabilidade das pequenas secções também é mais facilmente controlada.

Para a escavação em 2 fases e escavação total da frente, a solução para o sistema de suporte passa por adoptar cambotas mais resistentes e menos espaçadas com o aumento dos problemas de “squeezing”. Para situações extremas de “squeezing”, são adicionadas pregagens em fibra de vidro para reforço da frente e instaladas enfilagens para melhorar as condições de escavação no maciço rochoso à frente da face. Apesar deste tipo de suporte ser bastante efectivo na protecção do núcleo, é necessário sustê-lo correctamente quando está exposto na face do túnel. Como está ilustrado na Fig. 21, a extremidade exposta das enfilagens tem de ser suportada por cambotas instaladas o mais próximo da face possível. É particularmente importante que a rotura das bases onde estão fundadas essas cambotas seja evitada sendo por vezes necessário providenciar um reforço dessas bases.

Quadro 3 - Sumário de algumas opções para controlar a estabilidade da face de escavação e subsequente instalação de suporte para o túnel [18].

	Secções Múltiplas	Escavação em 2 fases	Escavação total
SEM SQUEEZING	 <p>Pregagens de segurança na abóbada com camada de 50 mm de betão projectado</p>	 <p>Pregagens de segurança na abóbada com camada de 50 mm de betão projectado</p>	 <p>Pregagens de segurança, 50 mm de betão projectado e núcleo na face de escavação</p>
SQUEEZING REDUZIDO	 <p>Pregagens, 100 mm de betão projectado e núcleo na face de escavação</p>	 <p>Cambotas de aço em betão projectado com pé de elefante e suporte do invert</p>	 <p>Cambotas em treliça, betão projectado, pregagens de fibra de vidro na face</p>
SQUEEZING SEVERO	 <p>Escavação parcial da face, 150 mm betão projectado e invert</p>	 <p>Cambotas de aço em betão projectado, pregagens em fibra de vidro na face</p>	 <p>Enfilagens, cambotas, pregagens em fibra de vidro na face</p>
SQUEEZING MUITO SEVERO	 <p>200 mm betão projectado, pregagens auto-perfurantes</p>	 <p>Enfilagens, pregagens em fibra de vidro, fundações em micro-estacas para as cambotas</p>	 <p>Sistema denso de enfilagens ou guarda-chuva em jet grouting e suporte da frente</p>
SQUEEZING EXTREMO	 <p>Pilar central, cambotas em treliça em 250 mm de betão projectado, sem pregagens</p>	 <p>Enfilagens, cambotas com dispositivos deslizantes, depois de convergir: invert final</p>	 <p>Construir 2 túneis menores com cambotas deslizantes em 250 mm de betão projectado</p>

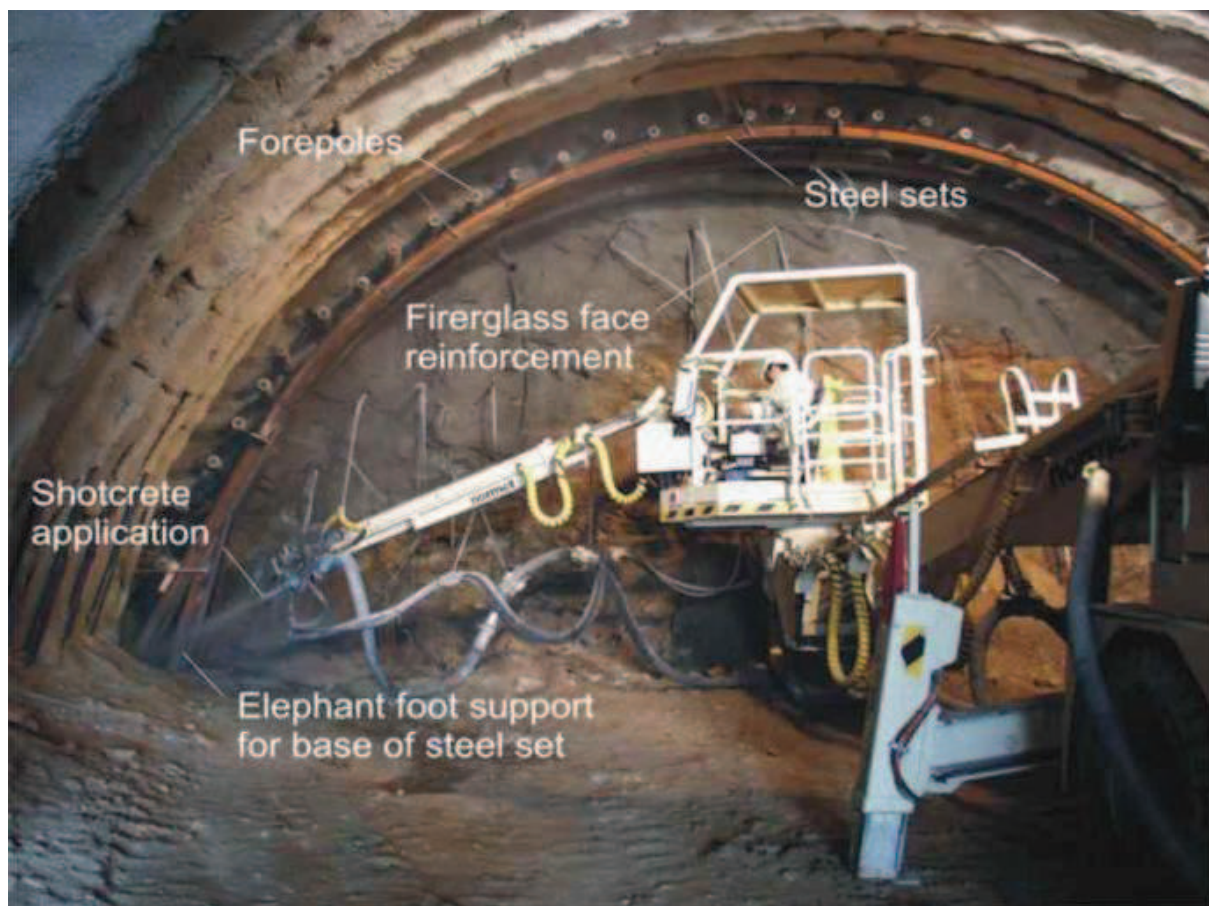


Fig. 21 – Exemplo de uma aplicação típica de suporte onde se destaca a aplicação de betão projectado (shotcrete application), enfilagens (forepoles), cambotas de aço (steel sets), pregagens de fibra de vidro na frente de escavação (fiberglass face reinforcement) e reforço da fundação das cambotas (elephant foot support for base of steel set) [18].

Eventualmente, é atingido um ponto em que se torna difícil instalar suporte suficientemente resistente, principalmente quando os problemas de “squeezing” são muito graves, associados a maciços rochosos de qualidade muito baixa onde a instalação de pregagens não é efectiva. Em alguns casos é necessário permitir ao suporte que deforme controladamente para que a sua capacidade resistente apenas seja mobilizada depois de certa deformação já ter ocorrido. Como foi referido no ponto 3.4.3.1 do túnel Yacambú-Quibor, grandes deformações foram permitidas utilizando dispositivos deslizantes nas cambotas instaladas. Quando é necessário que num túnel circulem grandes volumes de água ou sistemas rodoviários de duas faixas, o túnel pode ser dividido em dois túneis de dimensões inferiores, permitindo a utilização de suporte menos resistente para atingir a estabilidade. Este método já foi utilizado com sucesso para ultrapassar extensas zonas de falha.

A escavação através de múltiplas secções tende a ser mais segura do que a escavação total da frente, no entanto, impõe maiores responsabilidades no projecto do sistema de suporte e na qualidade da mão-de-obra especializada para implementar o projecto. A escavação total da face carrega um maior risco já que a rotura de qualquer zona do sistema de suporte pode resultar no colapso de um grande volume de material. Por outro lado, quando implementado correctamente, este método pode ser bastante efectivo.

A escolha final do método a utilizar para cada situação específica depende da complexa interacção de um grande número de factores. Não depende apenas da segurança, do custo ou dos prazos a cumprir, também é necessário incluir a experiência do empreiteiro, do projectista e dos consultores contratados.

4

ESTUDO DO PROJECTO DO TÚNEL DE RESTITUIÇÃO DO AUMENTO DE POTÊNCIA DE VENDA NOVA II.

4.1. NOTA PRÉVIA

O objectivo do estudo do túnel de restituição do circuito hidráulico de Venda Nova II prende-se com a necessidade de construir um modelo que possa ser comparado com as medições realizadas neste túnel, para que as características do maciço em que a obra está inserida possam ser correctamente simuladas e posteriormente inseridas no estudo do túnel de restituição de Venda Nova III.

Neste ponto do trabalho procede-se à apresentação das características do projecto do túnel de restituição do aumento de potência de Venda Nova II e das simplificações utilizadas na realização do modelo numérico.

4.2. DESCRIÇÃO DO PROJECTO

O aproveitamento hidroeléctrico inicial de Venda Nova situa-se próximo desta povoação, a cerca de 55km da cidade de Braga, e é constituído por uma barragem em betão do tipo arco-gravidade, com cerca de 97m de altura, no rio Rabagão, um túnel na margem direita deste rio, conduta e central de Vila Nova situados a céu aberto na margem esquerda do rio Cávado na cauda da albufeira de Salamonde [20].

Fazendo aproveitamento das águas das albufeiras de Venda Nova e de Salamonde, foi também construído o reforço de potência designado por Venda Nova II, no qual se inclui a central de Frades. Este aproveitamento reversível tem o circuito hidráulico e central subterrâneos, localizados na margem esquerda do rio Rabagão, a tomada de água em turbinamento está localizada imediatamente a montante do encontro esquerdo da barragem de Venda Nova, e a tomada de água em bombagem no rio Rabagão próximo da confluência deste com o rio Cávado, na albufeira de Salamonde. As obras do aproveitamento ficaram inseridas num maciço predominantemente granítico, tendo o traçado do circuito hidráulico sido fortemente influenciado pelas características geológico-geotécnicas das formações. Os túneis do circuito hidráulico apresentam secção em ferradura com diâmetro de escavação de 6,3m a 7,3m (Fig. 22). A restituição, com inclinação de cerca de 2%, apresenta um comprimento aproximado de 1400m. A opção de os principais elementos de obra deste reforço de potência serem subterrâneos trouxe a grande vantagem de minimizar os impactes numa zona natural da paisagem envolvente ao Parque Natural da Serra do Gerês. A construção da barragem e do circuito

hidráulico do aproveitamento de Vila Nova inicial) foi concluída em 1951. A central de Frades e respectivo circuito hidráulico iniciaram a produção em 2004.

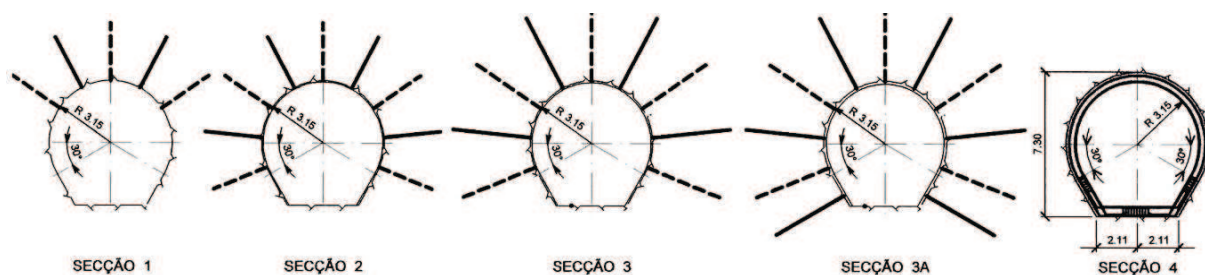


Fig. 22 – Secções tipo dos túneis do circuito hidráulico de Venda Nova II [21].

4.3. CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA

4.3.1. DESCRIÇÃO GEOMORFOLÓGICA

De acordo com a carta geológica da região na escala 1/5000 (Fig. 23), e um corte geológico segundo o traçado do circuito hidráulico reduzido na Figura Corte Geológico (Fig. 24), vê-se que rochas graníticas estão recortadas por diaclases subverticais NW-SE, NNW-SSE, ENE-WSW, WNW-ESE e NNE-SSW e diaclases sub-horizontais, estas em grande parte correlacionadas com a descompressão do maciço e sua meteorização, horizontalizando e tornando-se mais esparsas em profundidade.

Falhas recortam o maciço rochoso, havendo diversas com mais de um movimento tectónico. As orientações mais frequente são NW-SE, NNW-SSE, WNW-ESE, NE-SW e NNE-SSW, referidas no Quadro 1. Falhas N-S e NW-SE rejeitam falhas NNW-SSE; e falhas N-S e NE-SW rejeitam falhas WNW-ESE. A falha NE-SW que passa na povoação da Botica permitiu um desligamento de 150 m do afloramento NE do Silúrico (Fig. 23) [20].

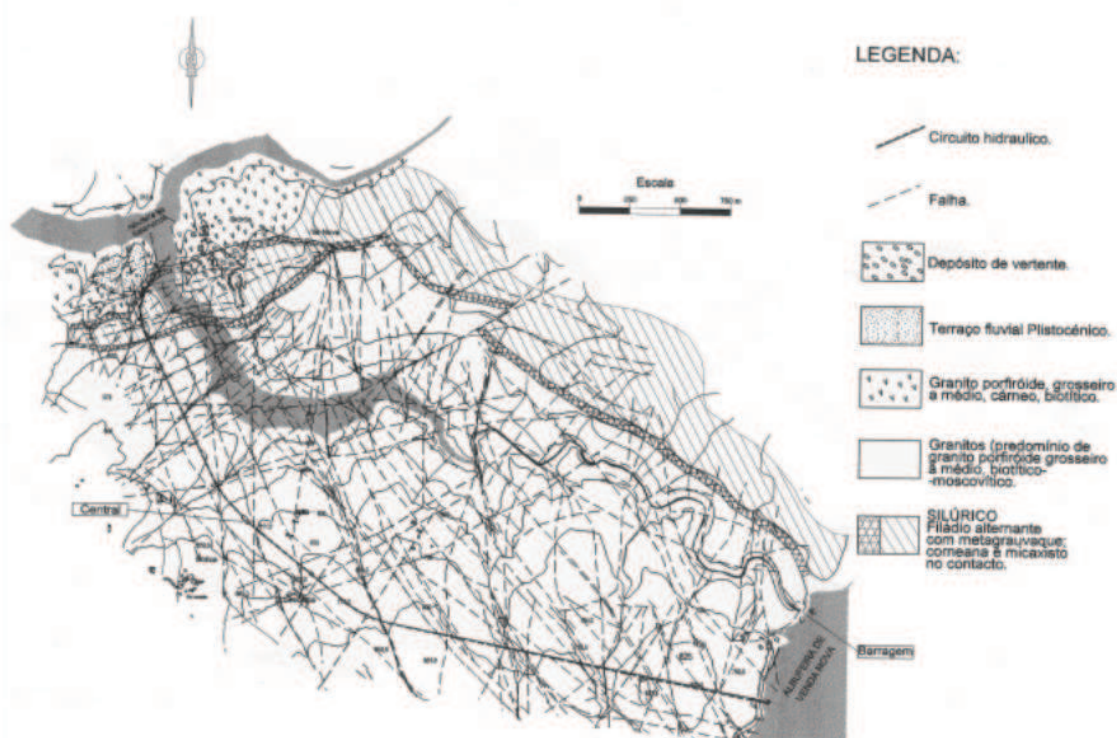


Fig. 13 – Representação reduzida da carta geológica de Portugal, elaborada à escala 1:5000 [20].

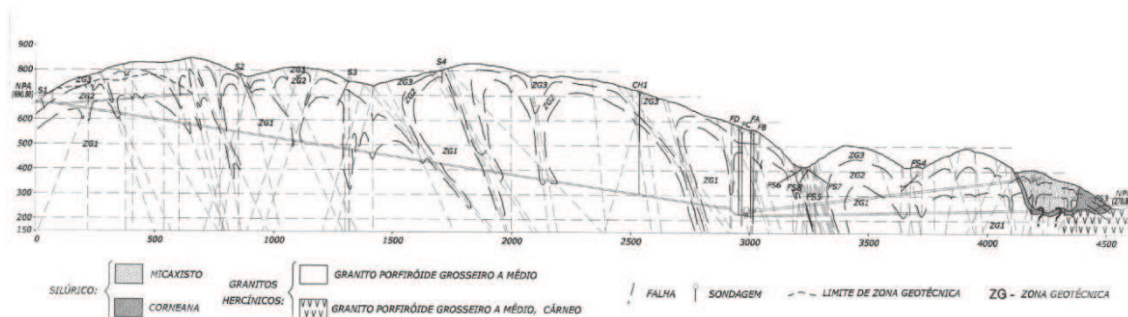


Fig. 24 – Corte geológico segundo o traçado do circuito hidráulico do aumento de potência de Venda Nova II [20].

A região é de sismicidade baixa, com sismos de fraca magnitude, frequentes [20]. Situa-se na zona de menor risco do País, com 0,3 de coeficiente de sismicidade, mas, segundo o Atlas do Ambiente, de intensidade sísmica V. Considerando a falha activa mais próxima, Verin-Régua S. Pedro do Sul, a distância epicentral de 35 km do local de maior intensidade, e uma magnitude de 5,6 (escala de Richter), a aceleração máxima esperada no túnel será de 44 cm.s⁻². Utilizando cartas de risco sísmico para períodos de recorrência de 1 000 anos (Oliveira, 1977), estimaram-se, para o mesmo local e como valores máximos, aceleração de 77,5 cm.s⁻², velocidade de 8,5 cm.s⁻¹ e deslocamento de 3,5 cm [20].

4.3.2. ZONAMENTO DO MACIÇO ROCHOSO

O zonamento geológico efectuado com base na análise de resultados provenientes de sondagens, prospecção geofísica (prospecção sísmica), ensaios de campo (ensaio de deformabilidade com dilatómetros e ensaios de permeabilidade) e ensaios de laboratório (ensaio de compressão uniaxial com ciclos de carga e descarga, ensaios de compressão uniaxial com cargas sucessivamente crescentes e ensaios de carga pontual em amostras dos tarolos das sondagens) cujos resultados se encontram sintetizados no Quadro 4, foi sumariado no Quadro 5 e permite caracterizar a Fig. 23.

Quadro 4 – Módulos de deformabilidade, coeficiente de Poisson e tensão de rotura das rochas (adaptado de [20]).

	Granito Porfiróide Médio a Grosso			Granito Fino Biotítico- Moscovítico			Aplito	Pegmatito			Migmatito/ Corneana
Estado de alteração	W3	W2	W1	W3	W2	W1	W1	W3	W2	W1	W1
Módulo de Deformabili. (E) GPa	5,1-15,2	15,4-22,4	20,7-59,9	5,4	20,7-30,9	24,6-44,7	12,6-18,5	2,6	11,5	11,9-49,7	44,4-78,8
Coeficiente Poisson (ν)	0,06-0,16	0,10-0,16	0,08-0,19	0,1	0,10-0,16	0,12-0,16	0,1	-	0,2	0,09-0,20	0,09-0,29
Tensão de Rotura (σ_c) Mpa	24,5-33,8	74,1-87,9	70,7-169,2	27,7	67,9-121,9	66,2-168,3	116,6-117,9	19,5	56,0	28,5-90,3	67,3-134,0

Quadro 5 – Zonamento do maciço rochoso [20].

ZONA	ROCHA	ALTERAÇÃO e FRACTURAÇÃO	RQD (%)	VEL. PROPAG. ONDAS SÍSMICAS (Vp) (m/s)	MÓDUL. DEFORMAB. (GPa)	UCS (MPa)	PERMEABILIDADE (Lugeons)			
							<10	10-2	2-1	<1
ZG3	Granito	W5, F5 a W2-3, F4	8 - 64	800 - 2 800	< 15	-	36%	29%	9%	26%
ZG2	Granito	W2-3, F3-4 a W2, F1-2	72 - 97	3 000 - 4 600	15,5 - 25,4	25,7 - 47,8	1%	27%	9%	63%
ZG1	Granito	W1-2, F2-3 a W1, F1	94-100	> 4 800	24,6 - 78,8	54,0 - 89,0	2%	2%	4%	92%
	Migmatito	W1-2, F2-3 a W1, F1	94-100	> 4 800	26,6 - 78,8	43,2 - 66,1	-	-	25%	75%

O circuito hidráulico intersecta mais de 92% de granito porfiróide grosseiro a médio e o restante são rochas xistentas de metamorfismo regional a que se sobrepõem metamorfismo de contacto. Esse traçado foi condicionado pelas localizações da tomada de água, da boca da restituição e da central hidroeléctrica, pela intenção do circuito cortar as estruturas tectónicas segundo o melhor ângulo possível mas de forma a não lhe aumentar demasiado a extensão. O traçado previsto tem boa cobertura, permitindo, na grande maioria, ser escavado na zona 1, em rochas W1-2, F2-3 a W1, F1e de permeabilidade, no geral, muito baixa [20].

4.4. PERFIL TRANSVERSAL PK1152

Para compreender o comportamento da secção de um túnel de grande vão em maciço rochoso com evidências de “squeezing”, foi necessário escolher um perfil situado na zona da falha da Botica, onde este fenómeno se verificou com mais intensidade.

A falha da Botica é atravessada pelo túnel de restituição entre os perfis Pk980 a Pk1170. Numa extensão de cerca de 120 metros esta zona é caracterizada como uma zona conturbada com um conjunto de descontinuidades muito contínuas, planas com superfícies lisas a ligeiramente rugosas, com compartimentação de blocos bem definida, maciço genericamente W3 a W4, F3. Num conjunto de falhas numa extensão de 50 metros de maciço muito alterado a decomposto (W4 a W5) e muito fracturado (F4 a F5), descontinuidades com preenchimento argiloso, com superfícies lisas e estriadas ou espelhadas [20].

O perfil escolhido para o desenvolvimento deste trabalho foi o Pk1152 uma vez que é um perfil que não se encontra situado junto a uma cambota de aço e onde ao fim de dois anos ainda se verificava convergência acentuada na corda horizontal. Os resultados dos ensaios neste local identificaram o preenchimento argiloso da falha como caulinites e ilites.

Assim, o troço do túnel de restituição estudado apresenta um recobrimento de cerca de 200 metros nesta zona e secciona materiais do tipo W3 a W4, F3. O projecto previu a escavação da face total através do método drill and blast seguido da aplicação de betão projectado com fibras numa espessura de 15cm na abóbada e hasteais como contenção primária. Durante a escavação nesta zona, foi adoptada a construção de um anel de betão armado como contenção final (Fig. 25).

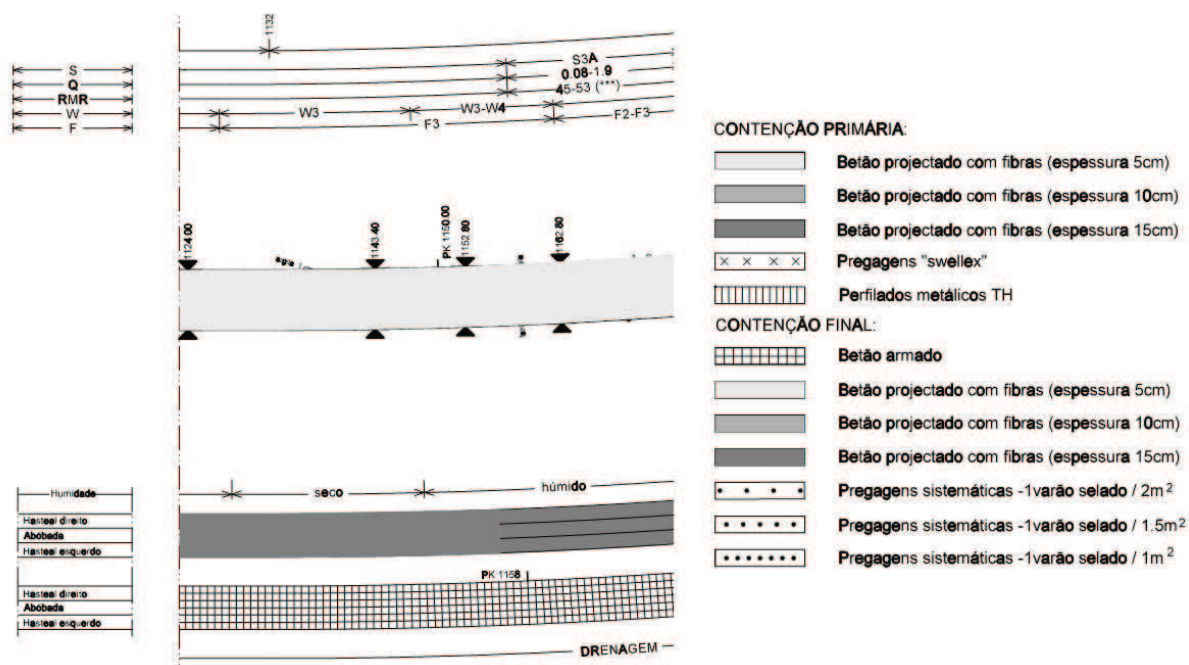


Fig. 25 – Troço do túnel onde se situa o perfil Pk1152 [22].

4.5. MODELAÇÃO DA ESCAVAÇÃO DA SECÇÃO DO PK1152 DO TÚNEL DO CIRCUITO DE RESTITUIÇÃO DE VENDA NOVA II

A construção do modelo de um túnel num programa de elementos finitos como o Phase2 envolve vários aspectos que têm de ser tomados em conta. Entre estes estão o estado de tensão actuante, as condições fronteira (limites externos e tipo de apoios a aplicar), a correcta definição das características dos materiais que compõem o maciço e os suportes a utilizar assim como do momento em que estes devem ser instalados, a definição do nível freático, o avanço da frente de escavação e a sua influência na secção em estudo e, por fim, a modelação do comportamento “squeezing” verificado na construção do túnel em estudo.

4.5.1. GEOMETRIA DA SECÇÃO

A geometria da secção em estudo apresenta a forma de uma ferradura com raio de 3,15 metros. O arco da abóbada com 240° graus é prolongado através de duas tangentes até interceptar a soleira, a 6,30 metros do ponto mais alto da abóbada (Fig. 26).

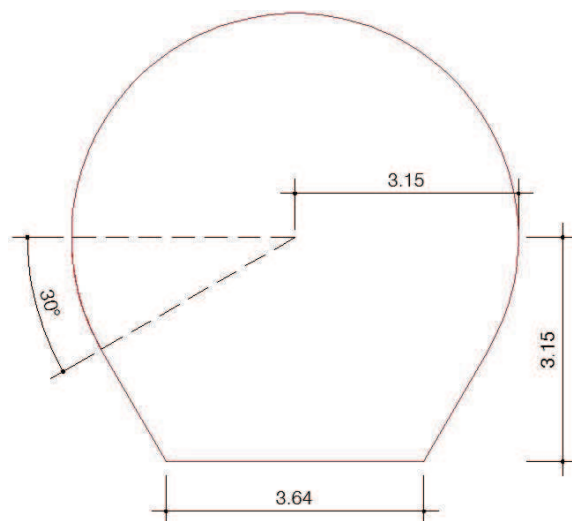


Fig. 26 – Geometria da secção em estudo.

4.5.2. DEFINIÇÃO DAS CONDIÇÕES FRONTEIRA

A definição das condições fronteira foi feita através da análise do modelo simplificado utilizado para validar a ferramenta de cálculo. Concluiu-se que uma fronteira do tipo “caixa” com um factor de expansão 6 é o suficiente para que não sejam introduzidas quaisquer perturbações dos resultados do modelo relacionadas com a proximidade à fronteira. Por defeito o programa assume apoios duplos em torno da fronteira e tal não foi modificado, já que não há necessidade de medir deslocamentos à superfície.

4.5.3. CARACTERÍSTICAS GEOMECÂNICAS DO MACIÇO ROCHOSO

Como primeira abordagem para simular as características do maciço rochoso em questão, foram utilizados os parâmetros do zonamento geotécnico já apresentados no ponto 4.3.2. no software RocData da Rocscience que permite, através da introdução dos parâmetros de input (Quadro 6) do critério Hoek-Brown, obter os parâmetros que modelam o comportamento do material tanto para o modelo generalizado Hoek-Brown como para o modelo Mohr-Coulomb.

O valor de GSI foi estimado considerando a correlação entre RMR e GSI [23] e [24] utilizada no estudo de caracterização de Venda Nova III que se apresenta no Gráfico 11, adoptando um valor de 20 para o RMR. Este valor é o valor máximo previsto no projecto para zonas muito alteradas e/ou extremamente fracturadas.

$$GSI = 1.05 \times 20 - 6.6 = 14.4 \quad (33) [21]$$

O valor de D escolhido tem em conta o facto de a escavação ser realizada através do método drill and blast numa zona com características resistentes reduzidas.

Os valores de m_i , E_i e MR foram introduzidos utilizando a base de dados do programa RocData que permite seleccionar o tipo de maciço que se pretende modelar (neste caso granito). O mesmo não foi utilizado para definir a resistência à compressão uniaxial da rocha intacta (σ_{ci}), uma vez que o programa sugere valores muito superiores aos obtidos nos ensaios realizados para o estudo de caracterização de Venda Nova III. Assim, a resistência à compressão uniaxial da rocha intacta foi estimada em cerca de 90MPa.

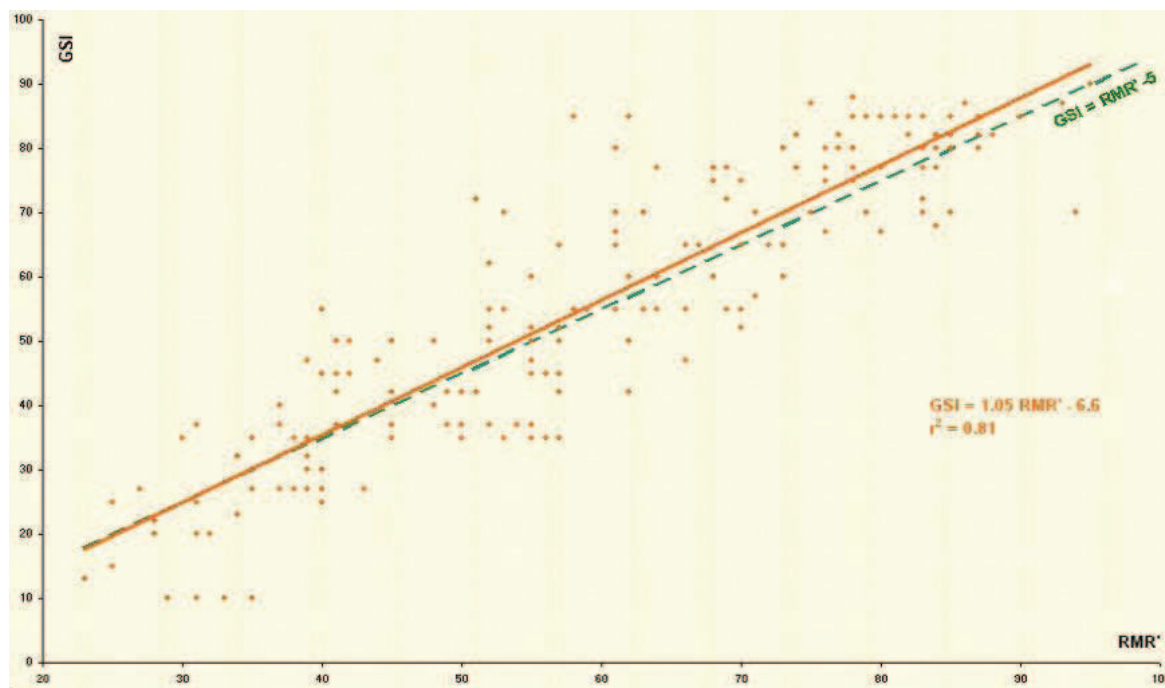


Gráfico 11 – Correlação entre GSI e RMR [21].

Quadro 6 – Parâmetros de input do maciço intacto, utilizados para o modelo em estudo.

σ_{ci} (Mpa)	GSI	m_i	D	E_i (Mpa)	MR
90	15	32	0.8	38250	425

As características do maciço rochoso que foram utilizadas para modelar o problema em estudo, através do modelo de rotura generalizado Hoek-Brown, são apresentadas no Quadro 7.

Quadro 7 – Características do maciço rochoso a modelar.

σ_{ci} (Mpa)	mb	s	a	E (Mpa)	ν	σ_{cm} (MPa)
90	0.203155	2.55E-06	0.561101	1000	0,2	3.71261

Em relação aos parâmetros do comportamento plástico, foi considerada dilatação nula deste maciço e os parâmetros residuais de mb, s e a foram assumidos como iguais aos do comportamento elástico já que o programa RocData não faz distinção entre eles.

4.5.4. ESTADO DE TENSÃO INICIAL E PREVISÃO DE INSTABILIDADE NO TÚNEL POR EFEITO DO FENÓMENO DE “SQUEEZING”

Em 2000, foram feitos ensaios no túnel de acesso à central e os resultados destes conduziram a valores da tensão vertical próximos do valor da tensão correspondente à cobertura (peso próprio do maciço) e tensões horizontais máximas atingindo valores do dobro da magnitude daquela tensão vertical [21].

No modelo construído para este trabalho foi considerada uma tensão horizontal 1,5 vezes superior à tensão vertical, sendo esta devida apenas ao peso próprio do maciço. Sendo o maciço composto predominantemente por granito o peso próprio foi estimado em cerca de 27kN/m³.

Como simplificação foi assumido que à profundidade de 200 metros o estado de tensão é constante e, em repouso, é representado pelos valores do Quadro 8.

Quadro 8 – Valores do estado de tensão em repouso.

k	1.5
$\sigma_h = \sigma_1$ (Mpa)	8100
$\sigma_v = \sigma_3$ (Mpa)	5400

A previsão de instabilidade no túnel é feita tendo em consideração o exposto no ponto 3.4.4., fazendo-se uma primeira estimativa dos problemas associados a esta escavação e das deformações expectáveis.

A relação entre a resistência do maciço e a tensão *in situ* é a seguinte:

$$\sigma_{cm}/p_0 = \frac{3,71}{8,1} = 0,45 \quad (34)$$

Segundo o Gráfico 9, poucos problemas de suporte são esperados e as deformações esperadas são inferiores a 1%.

4.5.5. CARACTERÍSTICAS DO SUPORTE PRIMÁRIO

O suporte primário previsto no projecto é composto por 15 cm de betão projectado com fibras. Para efeitos deste trabalho, o betão utilizado será um betão da classe C30/37 (Fig. 27).

Concrete

Thickness (m): 0.15

Young's Modulus (kPa): 33000000

Poisson Ratio: 0.15

Compressive Strength (kPa): 38000

Tensile Strength (kPa): 2900

Unit Weight (kN/m3): 24

Material Type: ☒ Elastic ☐ Plastic

Fig. 27 – Características do betão projectado utilizado como suporte primário (imagem do programa Phase 2).

A determinação do momento de instalação do suporte está directamente ligada à influência do avanço da frente na secção em estudo, só podendo ser estudado depois de concluída a análise do avanço.

4.5.6. NÍVEL FREÁTICO

No trabalho em causa, as pressões devidas à presença de água no maciço existem apenas nas diáclases e outras descontinuidades não existindo uma pressão hidrostática em torno do túnel. No entanto, o túnel em causa é um túnel hidráulico que será posto em carga aquando do seu funcionamento. Como tal, nas zonas em que não foi aplicado qualquer tipo de suporte, a água do túnel poderá introduzir-se no maciço e, aquando das operações de esvaziamento, verificar-se-iam pressões devidas a este fenómeno. Para evitar estas pressões foi prevista a execução de furos no suporte estrutural de maneira restabelecer rapidamente o equilíbrio de pressões neutras nas imediações do túnel. Desta forma não foram impostas qualquer tipo de pressões hidrostáticas no modelo.

4.5.7. AVANÇO DA FRENTE DE ESCAVAÇÃO E INFLUÊNCIA NA SECÇÃO EM ESTUDO

Como foi referido no ponto 3.4. a perda de rigidez do núcleo à frente do túnel provoca deformações da frente e das paredes do túnel antes de a secção ser escavada. Hoek-Brown [5] salienta o facto de que cerca de 30% da deformação radial de uma secção é verificada na frente de escavação.

Após retirada do material da frente e aplicação do suporte primário, este não entre imediatamente em funcionamento e é a proximidade da frente de escavação que limita a deformação do túnel assim como o suporte instalado nas secções anteriores.

Para incorporar estas considerações na análise da secção transversal de um túnel em elementos finitos existem algumas metodologias que podem ser aplicadas:

- Utilização da ferramenta Load Split do programa Phase2 que permite atribuir coeficientes de redução ao estado de tensão em torno do túnel;
- Escavação total da frente e aplicação de pressões internas que equilibram o túnel, redução gradual das pressões internas de maneira a simular o afastamento da frente;
- Utilização de um material fictício, com menor módulo de deformabilidade que o do maciço original, que ocupa o espaço da frente de escavação e consequente redução desse módulo de deformabilidade de maneira a simular o afastamento da frente.

4.5.7.1. Load Split

Esta ferramenta foi testada em modelos simplificados não tendo sido atingidos resultados objectivos. Posteriormente, a sua utilização foi desaconselhada pela Rocscience. Assim, esta abordagem não foi utilizada no desenvolvimento deste trabalho. Em anexo pode ser lido o conselho da Rockscience quanto às soluções utilizáveis para modelar o problema.

4.5.7.2. Aplicação de pressões internas

O programa Phase2 permite o equilíbrio de qualquer secção através da aplicação de uma pressão interior, orientada de maneira a equilibrar os vectores do estado de tensão, e posterior redução desta pressão através de factores para cada etapa da escavação (Fig. 28).

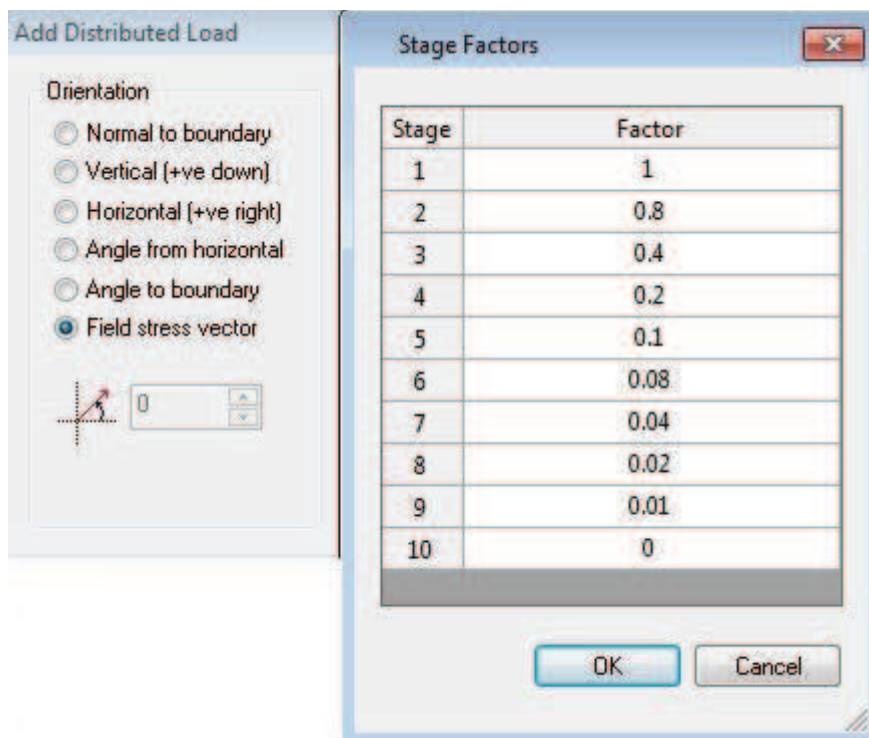


Fig. 28 – Instalação de uma pressão interior e redução dessa pressão ao longo da escavação (imagem do programa Phase 2).

No entanto, verificou-se que, aquando da aplicação do suporte, os resultados de deslocamentos e esforços no suporte apresentavam valores que não poderiam ser utilizados. A título de exemplo pode ser referido que, em certas etapas, a deformação radial não se verificava no sentido da escavação como era esperado mas no sentido do maciço. Isto pode ser devido ao facto de a aplicação de suporte e pressões em simultâneo produzir erros de cálculo ou por não ser utilizado suporte na soleira apesar de serem utilizadas pressões (o efeito da frente de escavação influencia toda a escavação independentemente do suporte a adoptar). Desta forma, o trabalho foi desenvolvido através da utilização de um material fictício que preenche a zona escavada.







4.5.7.3. Utilização de material fictício

A simulação do avanço da frente de escavação num túnel através da utilização de um material fictício requer a definição de características para mais tipos de materiais, tantos mais quantas mais forem as etapas consideradas no avanço da frente.

A modelação das características destes materiais fictícios deve ser feita com cuidado já que não devem ser submetidos ao estado de tensão do maciço nem deve ser considerado o seu peso próprio. (ver tutorial). A roscience sugere que este tipo de modelação deve ser feita considerando os materiais fictícios elásticos.

Os parâmetros que definem o comportamento destes materiais são apresentados no Quadro 9.

Quadro 9 – Parâmetros utilizados para modelar os diferentes materiais fictícios (imagem do programa Phase2).

Material Name	Color	Initial Element Loading	Elastic Type	Young's Modulus (kPa)	Poisson's Ratio	Failure Criterion	Material Type	Intact Compressive Strength (kPa)	mb (peak)	s (peak)	a (peak)	Piezo Line
E=750		None	Isotropic	750000	0.2	Generalized Hoek-Brown	Elastic	90000	0.299814	4.46679e-006	0.561101	None
E=250		None	Isotropic	250000	0.2	Generalized Hoek-Brown	Elastic	90000	0.299814	4.46679e-006	0.561101	None
E=100		None	Isotropic	100000	0.2	Generalized Hoek-Brown	Elastic	90000	0.299814	4.46679e-006	0.561101	None
E=50		None	Isotropic	50000	0.2	Generalized Hoek-Brown	Elastic	90000	0.299814	4.46679e-006	0.561101	None
E=20		None	Isotropic	20000	0.2	Generalized Hoek-Brown	Elastic	90000	0.299814	4.46679e-006	0.561101	None
E=10		None	Isotropic	10000	0.2	Generalized Hoek-Brown	Elastic	90000	0.299814	4.46679e-006	0.561101	None

A primeira redução é feita retirando o maciço rochoso ($E=1000\text{MPa}$) e substituindo-o pelo material designado como E=750 ($E=750\text{MPa}$). Esta redução pretende simular a deformação ocorrida na face de escavação antes de esta ser retirada.

A segunda redução simula a retirada do material da frente de escavação. É a maior redução de rigidez de 750MPa para 250MPa .

As restantes reduções pretendem representar o progressivo afastamento da face de escavação.

As deformações ocorridas na abóbada ao longo das reduções de rigidez da zona escavada foram representadas no Gráfico 12.

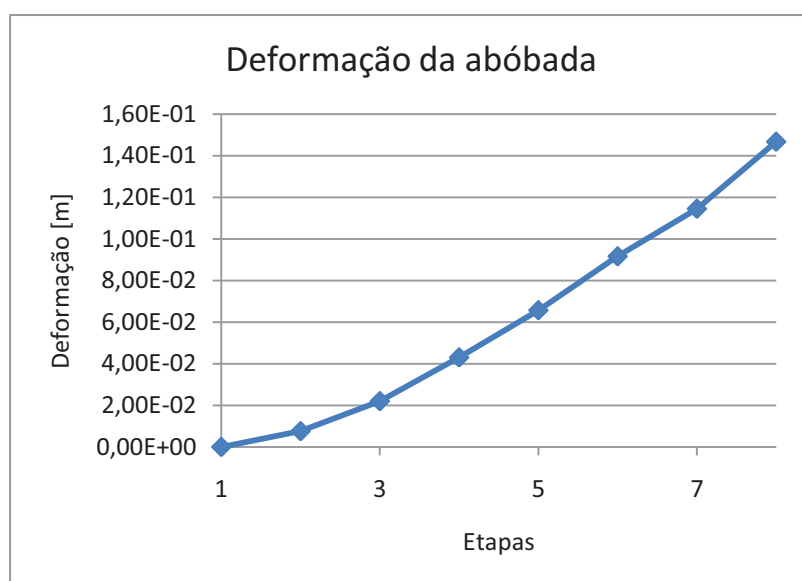


Gráfico 12 – Deformação da abóbada ao longo da redução de rigidez da zona escavada.

Como é observável pela análise do Gráfico 12, a deformação da abóbada na etapa 2 (7,6mm), simulação da deformação antes da escavação da frente, apenas corresponde a cerca de 5% da deformação total (14,7cm). Para encontrar o módulo de deformabilidade a aplicar na primeira redução, de maneira a que a deformação corresponda aproximadamente a 30% da deformação total (4,4cm), é necessário traçar o Gráfico 13 que relaciona a deformação com o módulo de deformabilidade.

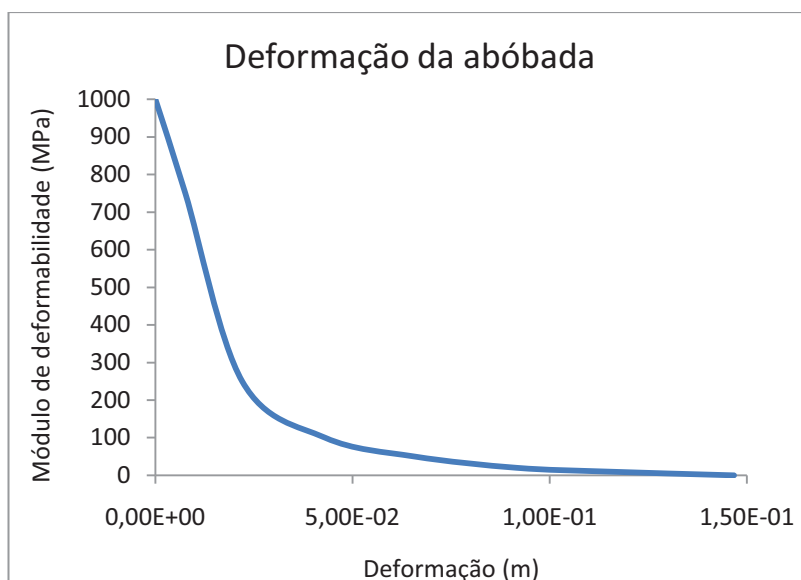


Gráfico 13 – Deformação da abóbada em relação ao módulo de deformabilidade dos materiais fictícios.

O módulo de deformabilidade que corresponde a uma deformação de 4,4 cm encontra-se muito próximo do valor de 100MPa pelo que será esse o valor assumido para a primeira redução. Assim, os valores dos materiais fictícios utilizados na correcção do modelo são os apresentados no Quadro 10.

Quadro 10 – Parâmetros utilizados para modelar os diferentes materiais fictícios utilizados na correcção do modelo (imagem do programa Phase2).

Material Name	Color	Initial Element Loading	Elastic Type	Young's Modulus (kPa)	Poisson's Ratio	Failure Criterion	Material Type	Intact Compressive Strength (kPa)	mb (peak)	s (peak)	a (peak)
Maciço Rochoso		Field Stress Only	Isotropic	1e+006	0.2	Generalized Hoek-Brown	Plastic	90000	0.299814	4.46679e-006	0.561101
E=75		None	Isotropic	75000	0.2	Generalized Hoek-Brown	Elastic	90000	0.299814	4.46679e-006	0.561101
E=100		None	Isotropic	100000	0.2	Generalized Hoek-Brown	Elastic	90000	0.299814	4.46679e-006	0.561101
E=50		None	Isotropic	50000	0.2	Generalized Hoek-Brown	Elastic	90000	0.299814	4.46679e-006	0.561101
E=20		None	Isotropic	20000	0.2	Generalized Hoek-Brown	Elastic	90000	0.299814	4.46679e-006	0.561101
E=10		None	Isotropic	10000	0.2	Generalized Hoek-Brown	Elastic	90000	0.299814	4.46679e-006	0.561101

Os valores da deformação da abóbada com a correcção aplicada são apresentados no Gráfico 14.

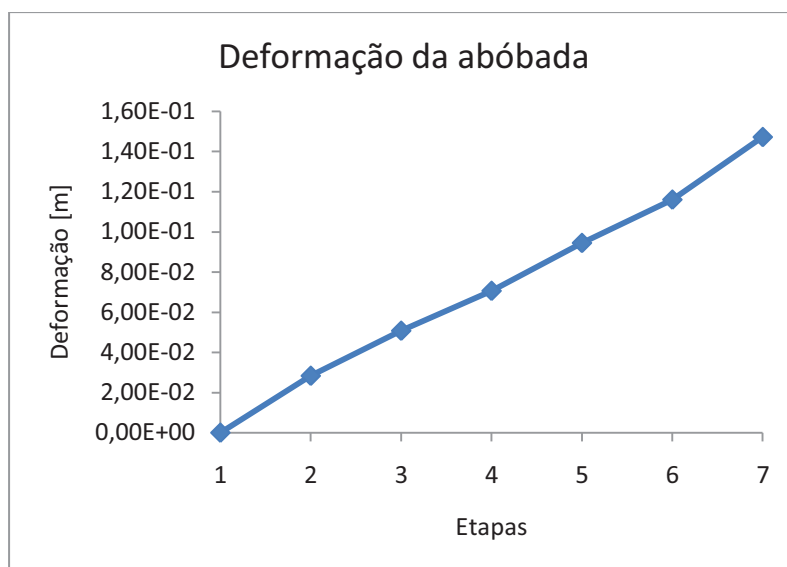


Gráfico 14 - Deformação da abóbada ao longo da redução de rigidez da zona escavada com a correcção aplicada.

A deformação da etapa 2 (2,8cm) corresponde a cerca de 20% da deformação total observada na etapa 7 (14,7cm). Este foi o modelo seleccionado para prosseguir as análises já que, se a primeira redução for feita com um módulo de elasticidade inferior, a margem de manobra para modelar o restante afastamento fica muito limitada.

4.5.8. INSTALAÇÃO DO SUPORTE PRIMÁRIO

A determinação do instante de instalação do suporte será feita através do método empírico desenvolvido por Vlachopoulos e Diederichs. Este método sugere que quando o suporte primário é aplicado já se desenvolveu cerca de 35% a 45% da deformação total do túnel. A aplicação deste método necessita apenas da informação referente à convergência máxima verificada sem utilização de suporte e do raio de plastificação da mesma etapa de cálculo.

A convergência máxima pode ser lida no Gráfico 11 uma vez que é verificada na abóbada do túnel e tem o valor: $\delta_{\max}=14,7\text{cm}$.

O raio de plastificação da última etapa pode ser medido directamente do programa Phase2 e é apresentado na Fig. 29.

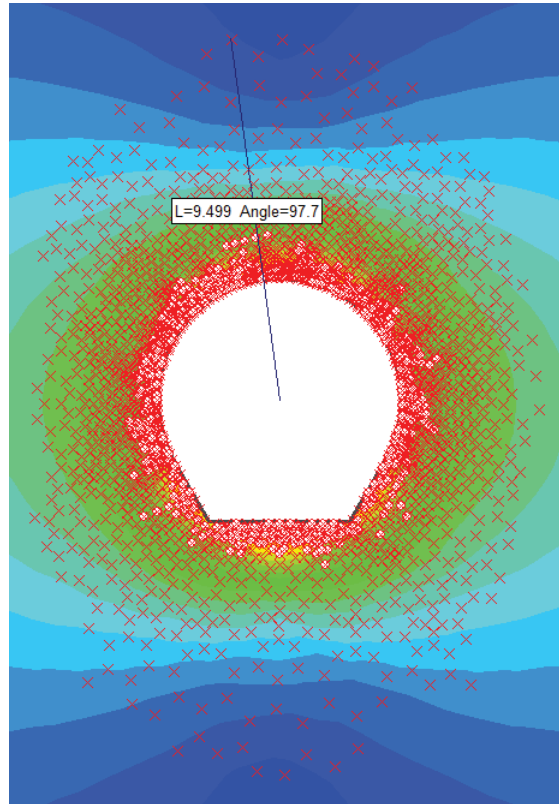


Fig. 29 – Raio plástico referente à escavação total e afastamento da frente de escavação (imagem do programa Phase2).

O cálculo do deslocamento desenvolvido antes da instalação do suporte primário é feito através de um gráfico gerado através das equações de Vlachopoulos e Diederichs (Gráfico 15) [25]. Os parâmetros de input necessários para utilizar o método são:

$$\frac{\text{distância à frente de escavação}}{\text{raio do túnel}} = \frac{1}{3,15} = 0,32 \quad (35)$$

$$\frac{\text{raio da zona plástica}}{\text{raio do túnel}} = \frac{9,5}{3,15} = 3 \quad (36)$$

Assim, através do Gráfico 14,

$$\frac{\text{Convergência no instante de instalação do suporte}}{\text{Convergência total}} = 0,3 \quad (37)$$

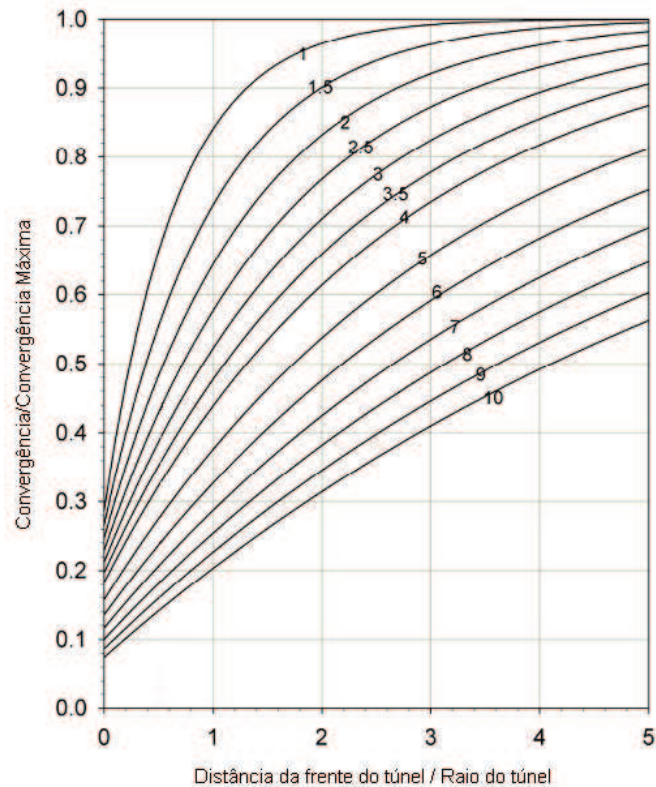


Gráfico 15 – Gráfico desenvolvido por Vlachopoulos e Diederichs [25].

Para determinar o módulo de elasticidade no instante de instalação do suporte foi necessário construir o Gráfico 16 que representa o aumento da deformação em relação à redução do módulo de deformabilidade do material fictício depois de efectuada a correcção.

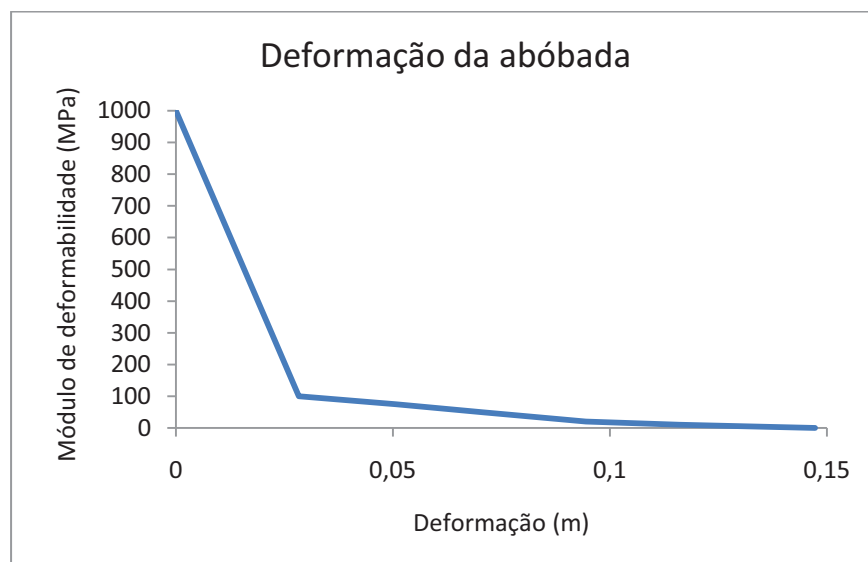


Gráfico 16 - Deformação da abóbada em relação ao módulo de deformabilidade dos materiais fictícios depois de aplicada a correcção.

O deslocamento desenvolvido até ao instante de aplicação do suporte é $\delta=4,41\text{ cm}$ e corresponde a um Módulo de deformabilidade de 80MPa. Desta forma, é necessário efectuar uma segunda correcção ao modelo, ajustando a segunda redução para 80MPa em vez dos 75MPa anteriormente utilizados. Será então na etapa 3 que será instalado o suporte no modelo em estudo (Fig. 30).

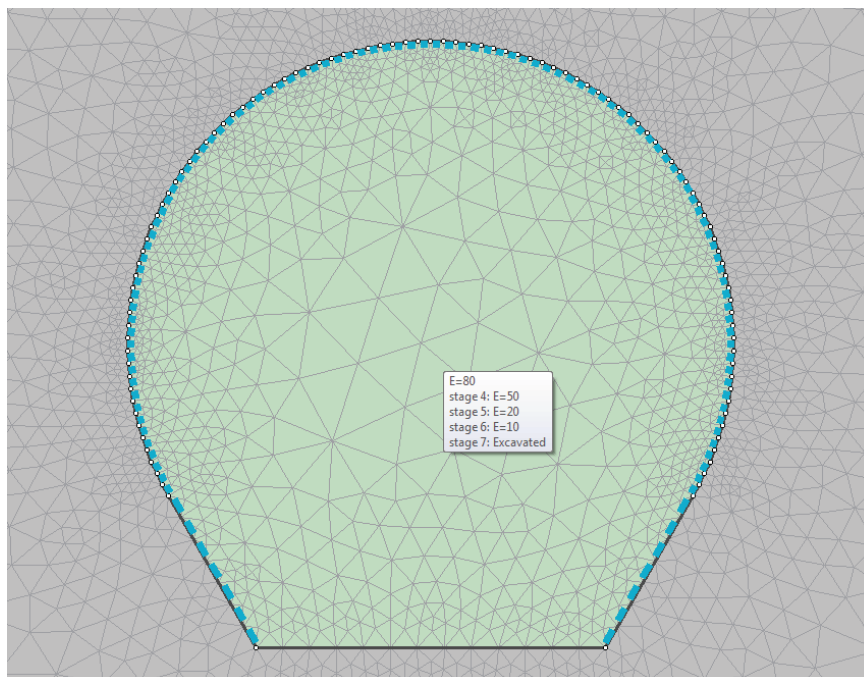


Fig. 30 – Instalação do suporte na etapa 3 ($E=80\text{MPa}$) (imagem do programa Phase2).

4.5.9. MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO SQUEEZING

Os problemas devidos ao fenómeno “squeezing” surgem com o passar do tempo, ou seja, surgem com a redução das características do maciço em torno do túnel ao longo do tempo. No caso em estudo, a convergência do túnel ainda não tinha estabilizado ao final de dois anos apesar de em certas alturas terem existido patamares (Gráfico 17) que indicassem que o equilíbrio tinha sido atingido. Assim, após dois anos do final da construção da secção do Pk1152, foi construído um anel em betão armado para conter futuras convergências causadas por “squeezing”.

Não existe bibliografia sobre a forma correcta de modelar o problema em causa pelo que foi adoptado um método semelhante ao da substituição do material da face de escavação para simular o afastamento da frente, aplicado após o final da escavação do túnel, ou seja, aplicado posteriormente ao final da etapa 7.

O programa Phase2 permite reduzir as características de um material ao longo das etapas. Assim, o módulo de deformabilidade do maciço em torno do túnel será reduzido ao longo de 5 etapas, até se obterem resultados que sejam semelhantes aos observados em obra. O equilíbrio será feito através da comparação dos valores das deformações obtidas no Phase2 com o Gráfico 17 que ilustra a deformação da corda C1-2 (Fig. 31).

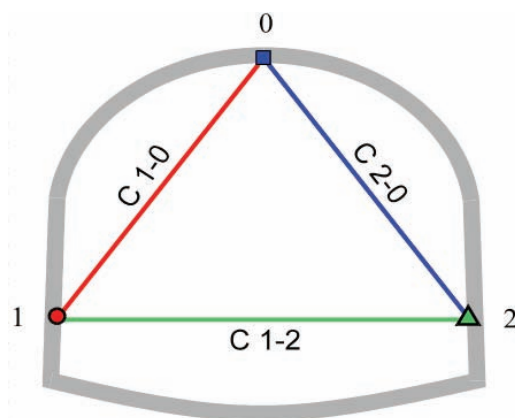


Fig. 2 – Corda C1-2 onde foram feitas as medições relativas ao Gráfico 17 [21].

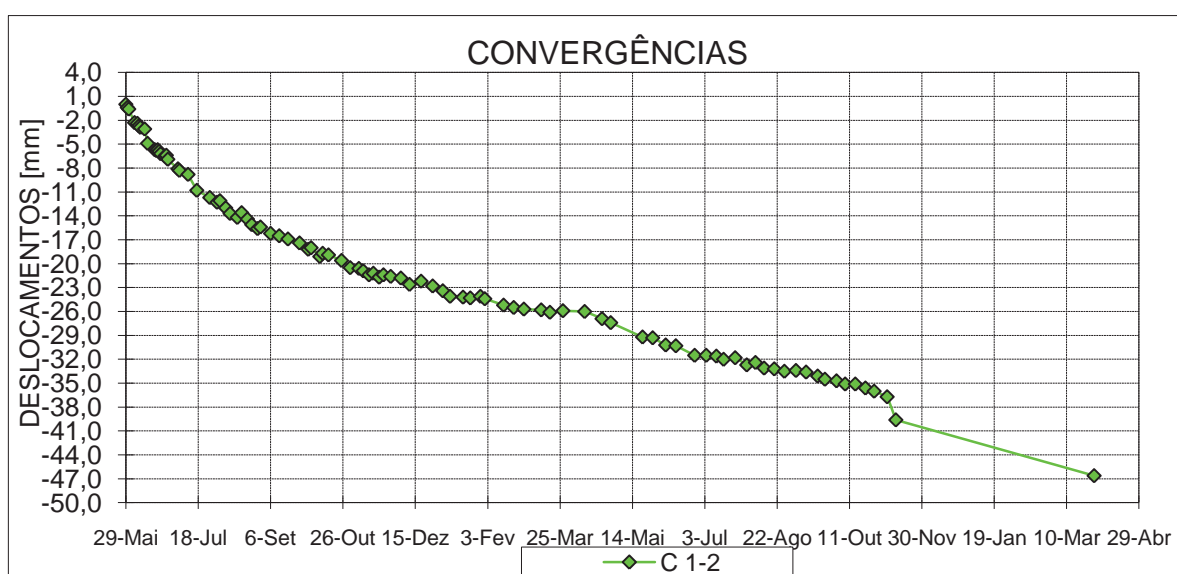


Gráfico 17 – Convergência da corda C1-2 do Pk1152 [21].

Através de uma série de tentativas foi possível equilibrar os valores das deformações dos hasteais de maneira a aproximar o comportamento do túnel modelado ao do túnel real.

Os factores utilizados nas reduções do módulo de deformabilidade do maciço em torno do túnel estão expostos na Fig. 32.

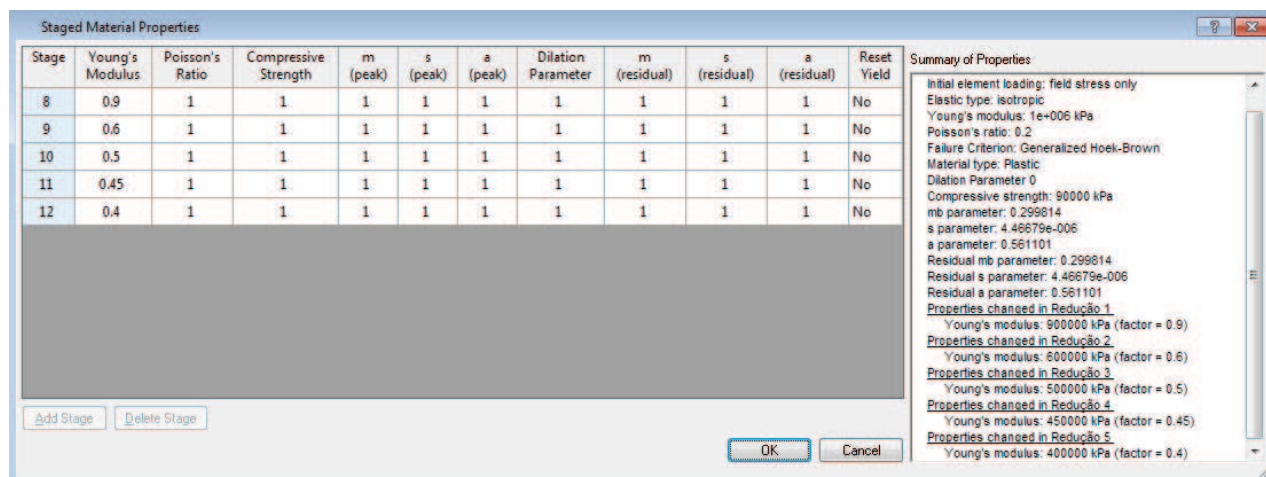


Fig. 3 – Factores utilizados na redução do módulo de deformabilidade do maciço em torno do túnel (imagem do programa Phase2).

Os valores da deformação de um hasteal, tomando como referência a etapa 7, já que o Gráfico 16 apenas apresenta medições feitas após a construção do túnel, estão representados no Gráfico 18.

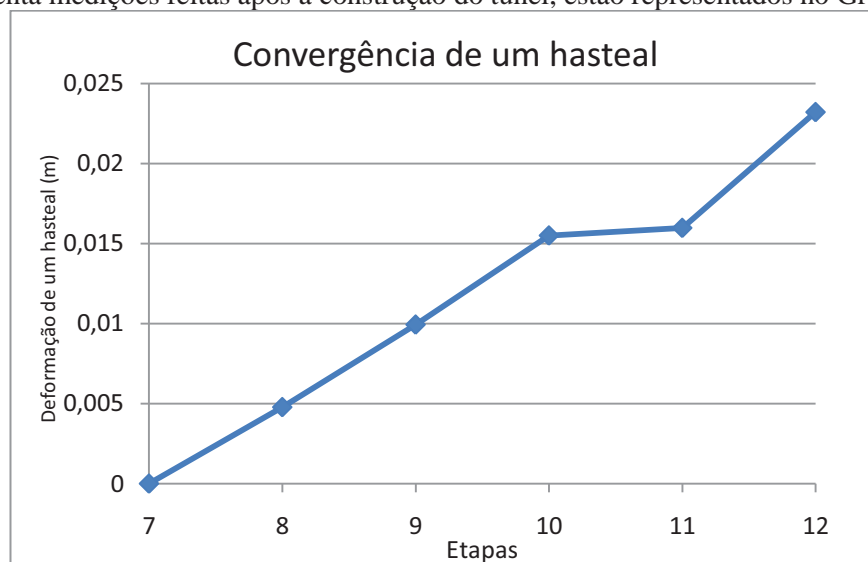


Gráfico 18 – Convergência de um hasteal por efeito de “squeezing”.

Trabalhando os resultados é possível construir um gráfico semelhante ao Gráfico 17, que representa a deformação da corda C1-2 (a deformação da corda é o dobro da deformação de um hasteal uma vez que existe simetria do túnel segundo o eixo vertical) e a redução das características (Gráfico 19). Comparando o Gráfico 18 com o Gráfico 16 é possível perceber como a redução das características varia ao longo do tempo.

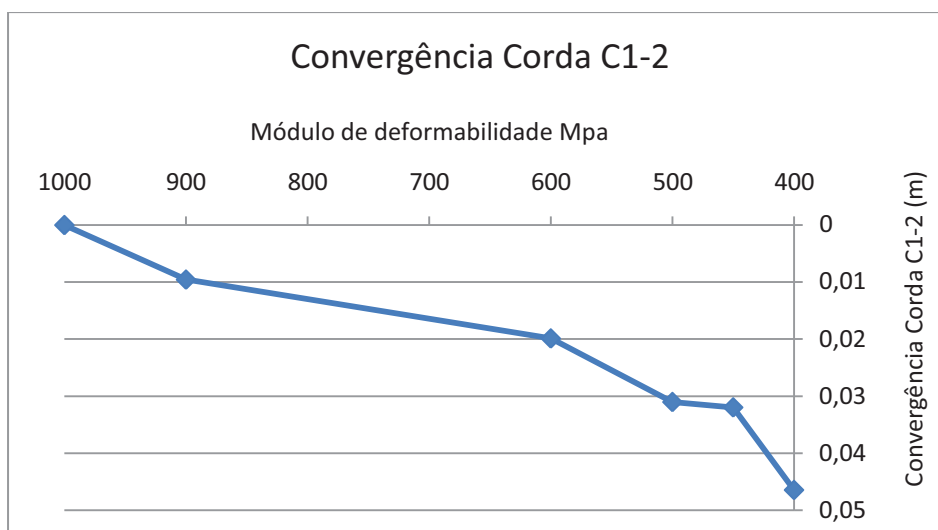


Gráfico 19 – Redução das características do maciço em torno do túnel e consequente convergência da corda C1-2.

As características utilizadas para modelar o avanço da frente de escavação, o instante de instalação do suporte e os problemas associados ao fenómeno “squeezing” foram transpostos para o modelo do túnel de restituição do circuito hidráulico de Venda Nova III cuja análise se encontra apresentada no capítulo 5.

5

ESTUDO DO PROJECTO DO TÚNEL DE RESTITUIÇÃO DO AUMENTO DE POTÊNCIA DE VENDA NOVA III.

5.1. NOTA PRÉVIA

Neste capítulo procede-se à apresentação das características e simplificações utilizadas para construir o modelo de uma secção genérica do túnel de restituição do circuito hidráulico do aumento de potência de Venda Nova III situada na zona da falha da Botica, das soluções estudadas para controlar convergências e esforços, da influência do fenómeno “squeezing” num período posterior à execução da obra e, por fim, do dimensionamento do suporte definitivo.

5.2. DESCRIÇÃO DO PROJECTO

O estudo deste reforço prevê a construção de um circuito hidráulico com cerca de 4700 metros de extensão, na margem esquerda do rio Rabagão, relativamente próximo e a circundar o circuito de Venda Nova II já existente (Fig. 33) [21].

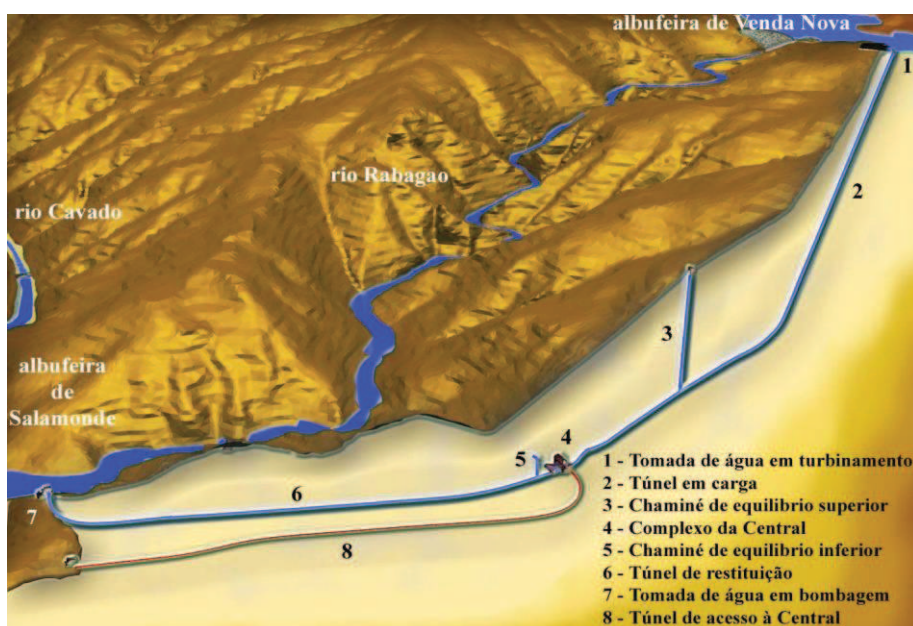


Fig. 33 – Enquadramento geomorfológico do local do Aproveitamento Hidroeléctrico de Venda Nova III com perspectiva do circuito hidráulico de Venda Nova II [21].

Os túneis do circuito hidráulico apresentam secção em ferradura com diâmetro de escavação de 12m (Fig. 34). A restituição, com inclinação de cerca de 0,5%, apresenta um comprimento aproximado de 1200m (Fig.35).

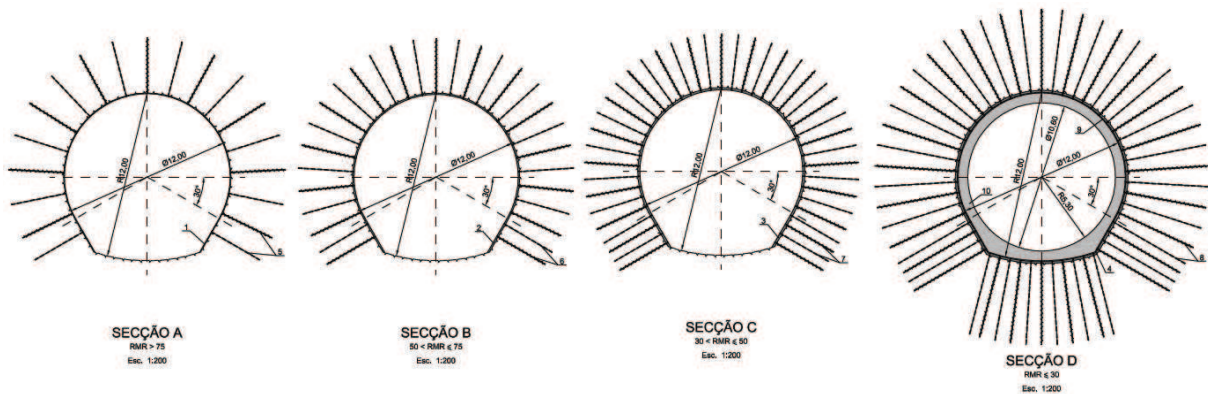


Fig. 34 – Secção genérica da escavação do circuito hidráulico de Venda Nova III para diferentes zonas. Da esquerda para a direita verifica-se uma redução do RMR do maciço em torno do túnel [21].

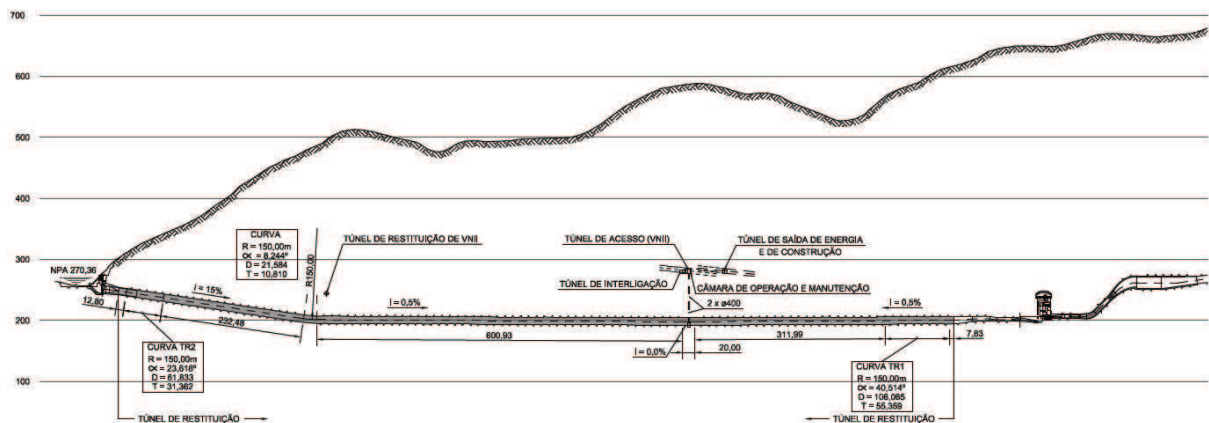


Fig. 35 – Perfil Longitudinal do túnel de restituição do circuito hidráulico de Venda Nova III [21].

5.3. CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA

Em favor da proximidade entre os dois circuitos hidráulicos estudados neste trabalho, foram assumidas para o maciço que envolve o túnel de restituição de Venda Nova III as mesmas características já referidas no capítulo 4 alusivo ao estudo do túnel de restituição de Venda Nova II.

5.4. PERFIL TRANSVERSAL A ESTUDAR

Para o túnel de restituição de Venda Nova III, foi necessário perceber qual a zona do maciço em que o traçado do túnel atravessa a falha da Botica. Através da Fig. 36, representativa do perfil longitudinal do traçado do túnel de restituição de Venda Nova III, foi possível determinar o recobrimento do túnel na zona da falha da Botica, tendo sido adoptado o valor de 320 metros.

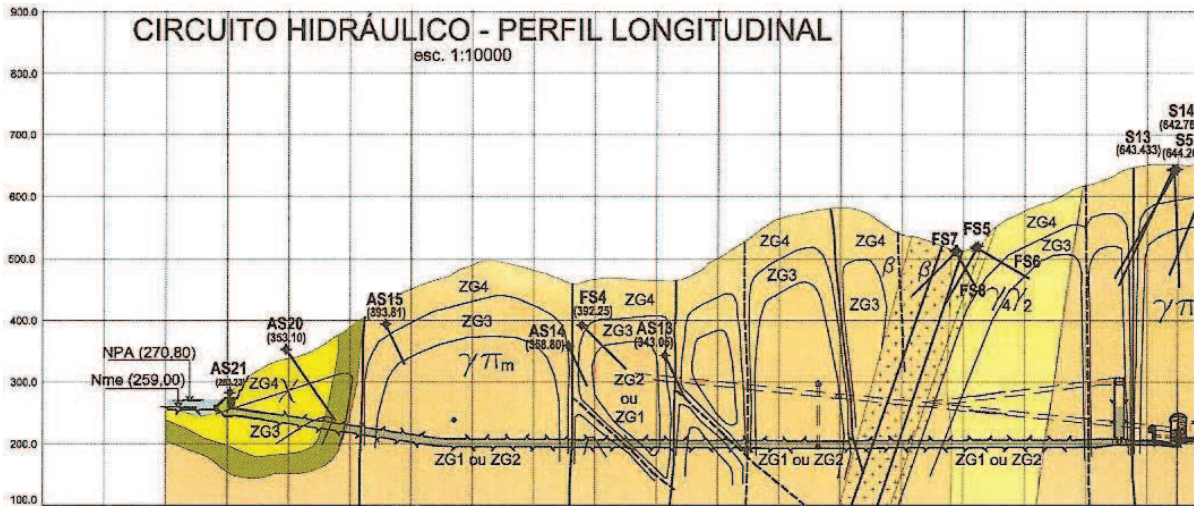


Fig. 36 – Perfil longitudinal do traçado do túnel de restituição do circuito hidráulico de Venda Nova III [21].

5.5. MODELAÇÃO DA ESCAVAÇÃO DE UMA SECÇÃO GENÉRICA DO TÚNEL DO CIRCUITO DE RESTITUIÇÃO DE VENDA NOVA III NA ZONA DA FALHA DA BOTICA ATRAVÉS DO PHASE2

Apesar de o estudo do túnel de restituição de Venda Nova III se basear nas informações retiradas do modelo construído para o caso de Venda Nova II existem diferenças importantes entre os dois casos que afectam a construção deste novo modelo. Como exemplo pode ser referida a diferença na geometria, aumentando o vão para aproximadamente o dobro do utilizado em Venda Nova II e o aumento do estado de tensão, influenciando as fases de escavação do túnel assim como os problemas devidos ao fenómeno “squeezing”.

5.5.1. GEOMETRIA DA SECÇÃO

A geometria da secção em estudo apresenta a forma de uma ferradura com raio de 6 metros. O arco da abóbada com 240° graus é prolongado através de duas tangentes até interceptar a soleira composta por um arco de 37° cujo centro se situa no ponto mais alto da abóbada (Fig. 37).

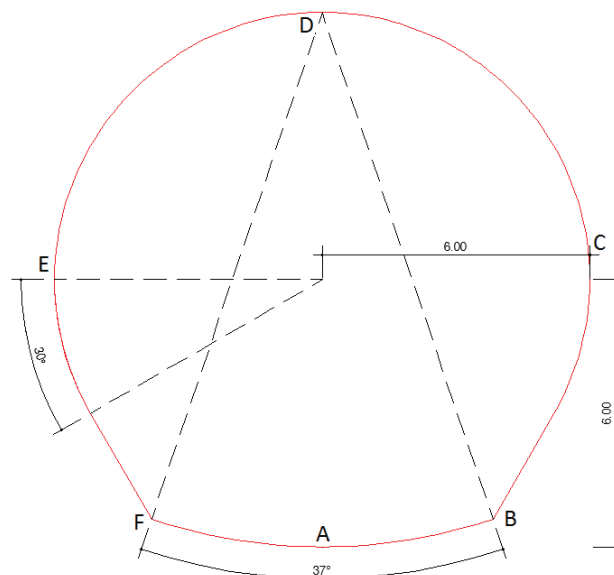


Fig. 37 – Geometria da secção em estudo.

As letras apresentadas na Fig. 37 servem apenas para facilitar a leitura dos diagramas dos esforços no suporte primário, retirados do programa Phase2 e expostos a partir do ponto 5.5.7.1.1.2.

5.5.2. CARACTERÍSTICAS GEOMECÂNICAS DO MACIÇO ROCHOSO

Tendo por base o estudo feito para a construção do modelo de Venda Nova II, as características do maciço rochoso que foram utilizadas para modelar o túnel de restituição de Venda Nova III são iguais às apresentadas no ponto 4.5.4 deste trabalho e são apresentadas novamente no Quadro 11.

Quadro 11 – Características do maciço rochoso a modelar.

σ_{ci} (MPa)	mb	s	a	E (MPa)	v	σ_{cm} (MPa)
90	0.203155	2.55E-06	0.561101	1000	0,2	3.71261

Em relação aos parâmetros do comportamento plástico, foi considerada dilatação nula deste maciço e os parâmetros residuais de mb, s e a foram assumidos como iguais aos do comportamento elástico já que o programa RocData não faz distinção entre eles.

5.5.3. ESTADO DE TENSÃO INICIAL E PREVISÃO DE INSTABILIDADE NO TÚNEL POR EFEITO DO FENÓMENO DE “SQUEEZING”

Em semelhança ao modelo construído para o estudo do caso de Venda Nova II foi assumida uma tensão horizontal 1,5 vezes superior à tensão vertical, sendo esta devida apenas ao peso próprio do maciço (cerca de 27kN/m³)

Como simplificação considerou-se que à profundidade de 320 metros o estado de tensão é constante e, em repouso, é representado pelos valores do Quadro 12.

Quadro 12 – Valores do estado de tensão em repouso.

k	1.5
$\sigma_h = \sigma_1$ (Mpa)	12960
$\sigma_v = \sigma_3$ (Mpa)	8640

A previsão de instabilidade no túnel é feita tendo em consideração o exposto no ponto 3.4.4., fazendo-se uma primeira estimativa dos problemas associados a esta escavação e das deformações expectáveis.

A relação entre a resistência do maciço e a tensão *in situ* é a seguinte:

$$\sigma_{cm}/p_0 = \frac{3,71}{13} = 0,29 \quad (38)$$

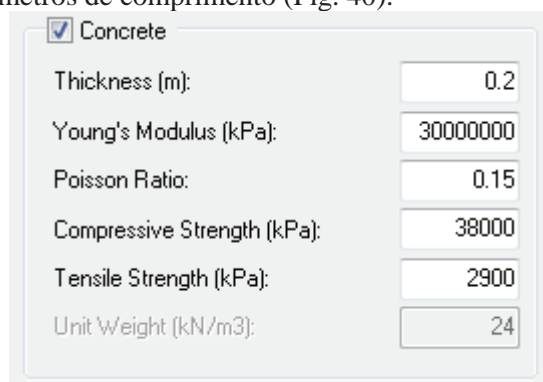
Segundo o Gráfico 10, problemas severos devidos ao fenómeno de “squeezing” são esperados e é estimada uma deformação entre 2,5% e 5%.

5.5.4. DEFINIÇÃO DAS CONDIÇÕES FRONTEIRA

A definição das condições fronteira foi feita tal como a do modelo utilizado para o estudo de Venda Nova II. Utilizou-se uma fronteira do tipo “caixa” com um factor de expansão de 6 para que não sejam introduzidas perturbações dos resultados do modelo relacionadas com a proximidade à fronteira. A definição por defeito de apoios duplos em torno da fronteira também não foi modificada.

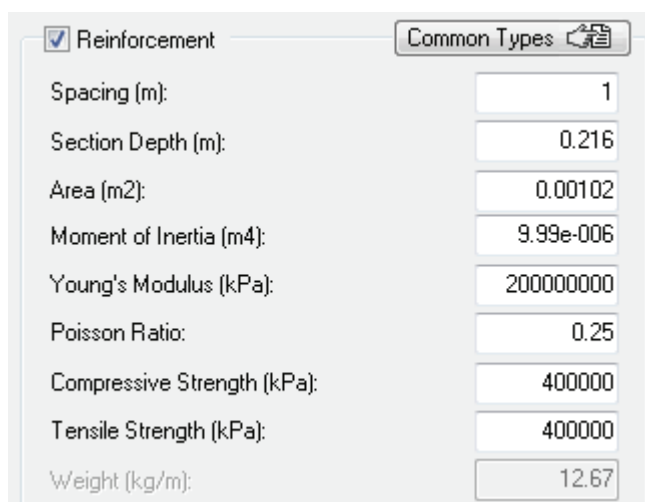
5.5.5. CARACTERÍSTICAS DO SUPORTE PRIMÁRIO

O suporte primário previsto é composto por 20 cm de betão projectado com fibras (Fig. 38), cambotas em aço da gama Ω N-36 [26] (apesar de o programa não possuir este tipo de cambotas predefinidas, foi seleccionada uma cambota em treliça com características equivalentes às da gama Ω N-36) (Fig. 39), e pregagens em A500 com 6 metros de comprimento (Fig. 40).



Property	Value
Thickness (m):	0.2
Young's Modulus (kPa):	30000000
Poisson Ratio:	0.15
Compressive Strength (kPa):	38000
Tensile Strength (kPa):	2900
Unit Weight (kN/m3):	24

Fig. 38 – Características do betão projectado utilizado como suporte primário (imagem do programa Phase 2).



Property	Value
Spacing (m):	1
Section Depth (m):	0.216
Area (m2):	0.00102
Moment of Inertia (m4):	9.99e-006
Young's Modulus (kPa):	200000000
Poisson Ratio:	0.25
Compressive Strength (kPa):	400000
Tensile Strength (kPa):	400000
Weight (kg/m):	12.67

Fig. 39 – Características das cambotas utilizadas como suporte primário (imagem do programa Phase 2).

Fig. 40 – Características das pregagens utilizadas como suporte primário (imagem do programa Phase 2).

5.5.6. NÍVEL FREÁTICO

Pelas mesmas razões enunciadas no ponto 4.5.6. não foram impostas pressões hidrostáticas no modelo.

5.5.7. ESCAVAÇÃO FASEADA E ESCOLHA DA SOLUÇÃO PARA A CONSTRUÇÃO DO TÚNEL

Foram utilizadas as mesmas metodologias utilizadas no modelo de Venda Nova II para simular o afastamento da frente de escavação, o instante de instalação do suporte e os factores que permitem modelar o fenómeno de “squeezing”. No entanto, o túnel em questão, devido ao grande vão, não pode ser escavado em secção total pois seria preciso um suporte primário muito rígido e instalado quase imediatamente para controlar as convergências, e os esforços que solicitariam esse suporte seriam muito superiores ao observado no caso de Venda Nova II. Deste modo foi necessário pensar num faseamento construtivo da secção que permita um controlo da convergência e limite os esforços no sistema de suporte primário, tanto nas pregagens, como no betão projectado. O desenvolvimento das soluções apresentadas nos pontos seguintes foi feito tendo por base as soluções gerais sugeridas no Quadro 3.

5.5.7.1. Escavação em duas fases

5.5.7.1.1. Primeira solução

5.5.7.1.1.1. Construção do modelo

A primeira solução proposta para o caso de escavações em duas fases sugere que a escavação seja iniciada pela zona superior da secção seguindo-se a instalação do suporte primário (betão projectado e pregagens com afastamento de 1,5 metros) (Fig. 42). Posteriormente é escavada a restante secção e instalado suporte primário respeitante a esta segunda fase (Fig. 43). A simulação do avanço da frente de escavação e a determinação do instante de instalação do suporte primário foram modelados de acordo com o estudo feito previamente para o caso de Venda Nova II (utilização de material fictício). A primeira redução de rigidez do material fictício simula a proximidade da frente de escavação que limita as deformações do túnel, e a instalação do suporte é feita com um decréscimo até aos 80Mpa de rigidez do material fictício (1000Mpa em repouso). Na Fig. 41 apresenta-se a redução de características utilizada na modelação, sendo que as últimas três reduções simulam o afastamento da frente de escavação até já não influenciar a secção em estudo.

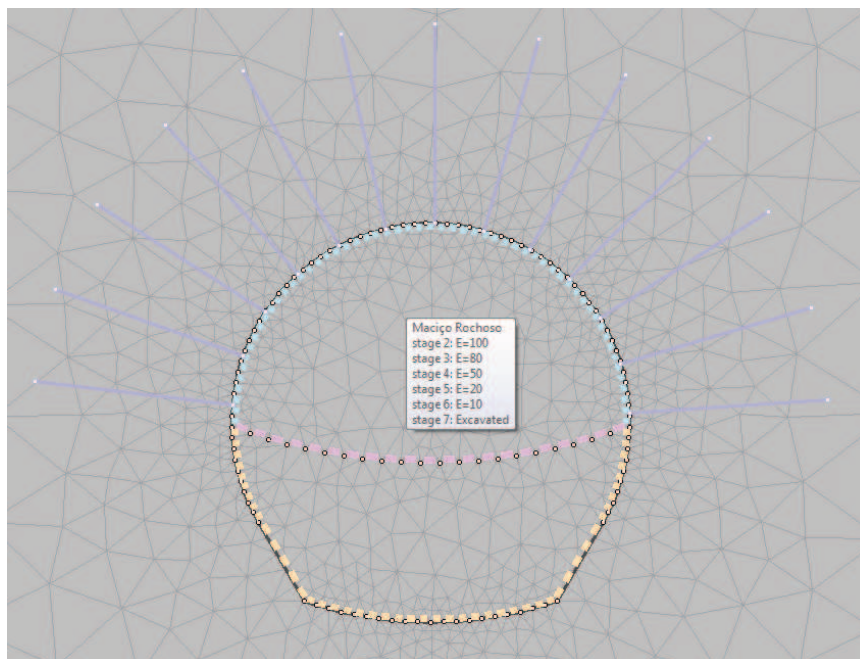


Fig. 41 – Situação de repouso para a primeira solução estudada na escavação em duas fases (imagem do programa Phase2).

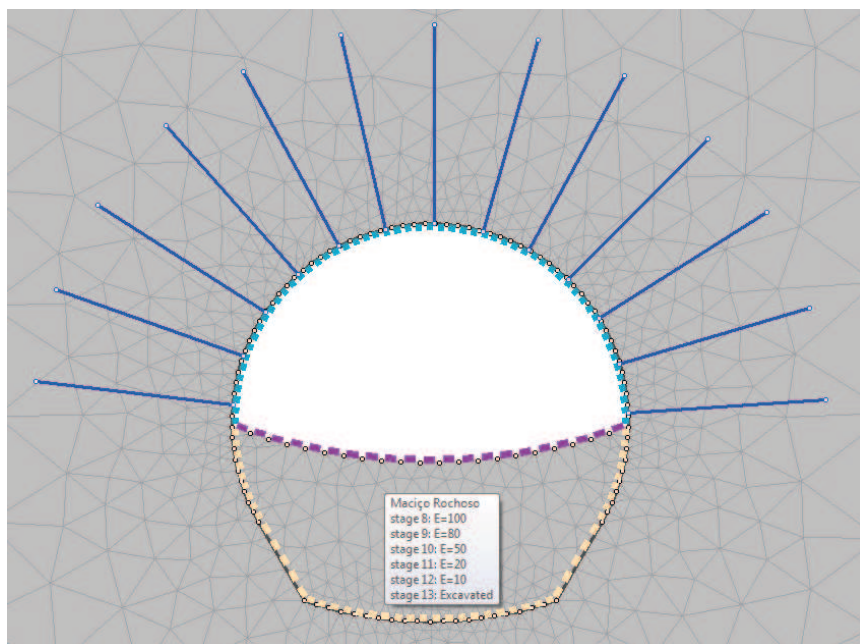


Fig. 42 – Primeira fase da escavação (escavação da zona superior) e instalação do suporte primário (betão projectado e pregagens no contorno do túnel e betão projectado na soleira provisória) para a primeira solução estudada na escavação em duas fases (imagem do programa Phase2).

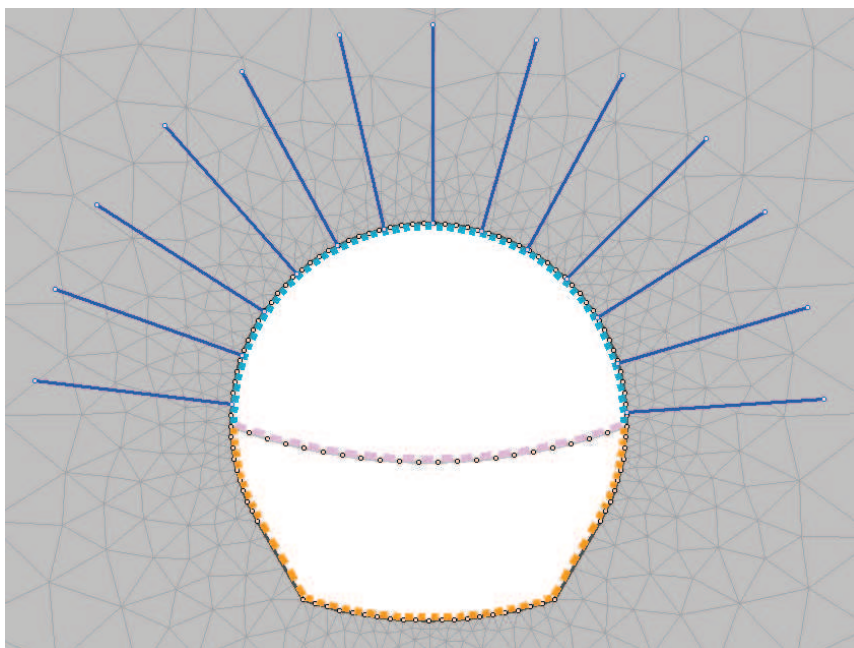


Fig. 43 – Escavação total e instalação do suporte primário (betão projectado) completa para a primeira solução estudada na escavação em duas fases (imagem do programa Phase2).

5.5.7.1.1.2. Resultados do modelo

No caso de uma escavação faseada os maiores valores de convergências são verificados nas zonas escavadas nas fases iniciais. Assim, foi escolhido um ponto do hasteal da zona superior da escavação onde se verificaram as maiores deformações. O Gráfico 20 apresenta o deslocamento desse ponto.

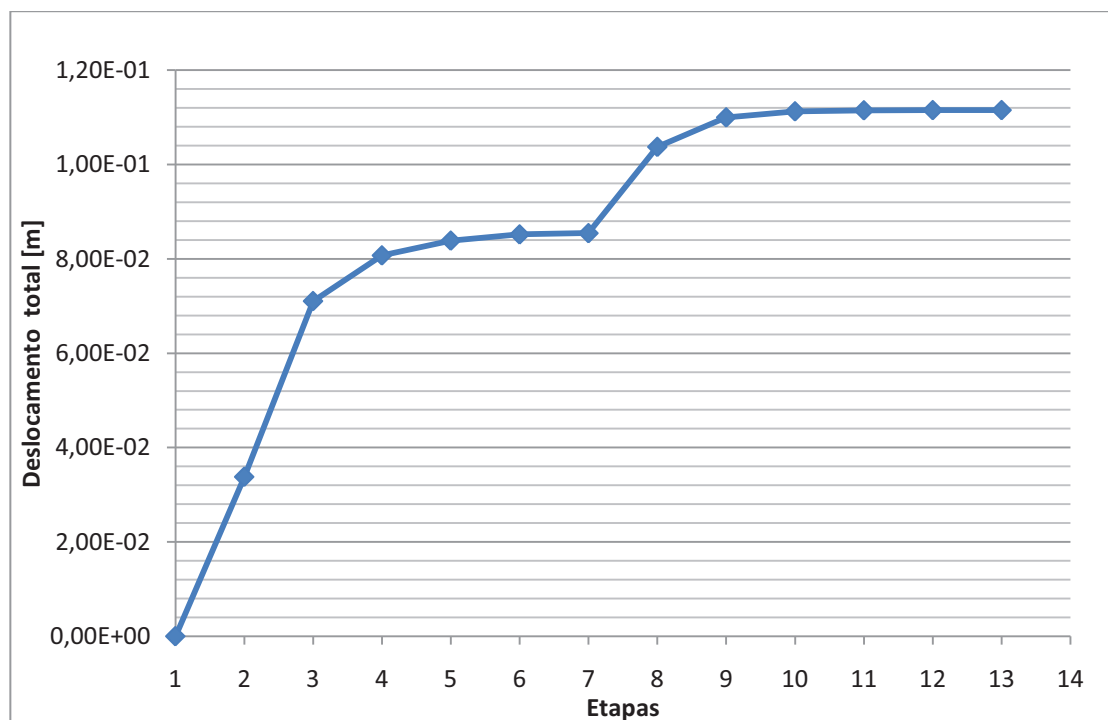


Gráfico 20 – Convergência de um hasteal na zona correspondente à primeira fase da escavação da primeira solução estudada na escavação em duas fases.

A deformação total desse ponto deve ser subtraída do valor verificado na etapa 2. Esta subtracção deve-se ao facto de na etapa 2 ainda não ter sido escavada a frente de escavação e, apesar de já ter existido descompressão e deformação do maciço, essa deformação não se verifica depois de o material que preenche a frente ser retirado. Assim:

$$\partial_{real} = \partial_{13} - \partial_2 = 7,8 \text{ cm} \quad (39)$$

Sendo a convergência real da corda 15,6 cm.

Os valores dos esforços instalados no suporte primário na fase referente ao final da escavação são apresentados nos Gráficos 21 e 22. A abóbada situa-se entre os pontos 30 a 60 e o seu ponto mais alto é representado pelo ponto D, a soleira situa-se entre os pontos 88 a 108 sendo as letras F e B representativas dos seus cantos e a letra A do ponto mais baixo da mesma. Os pontos entre a abóbada e a soleira dizem respeito aos valores dos esforços nos hastesais. As letras C e E representam os pontos a meia altura do túnel tanto no lado esquerdo como no direito.

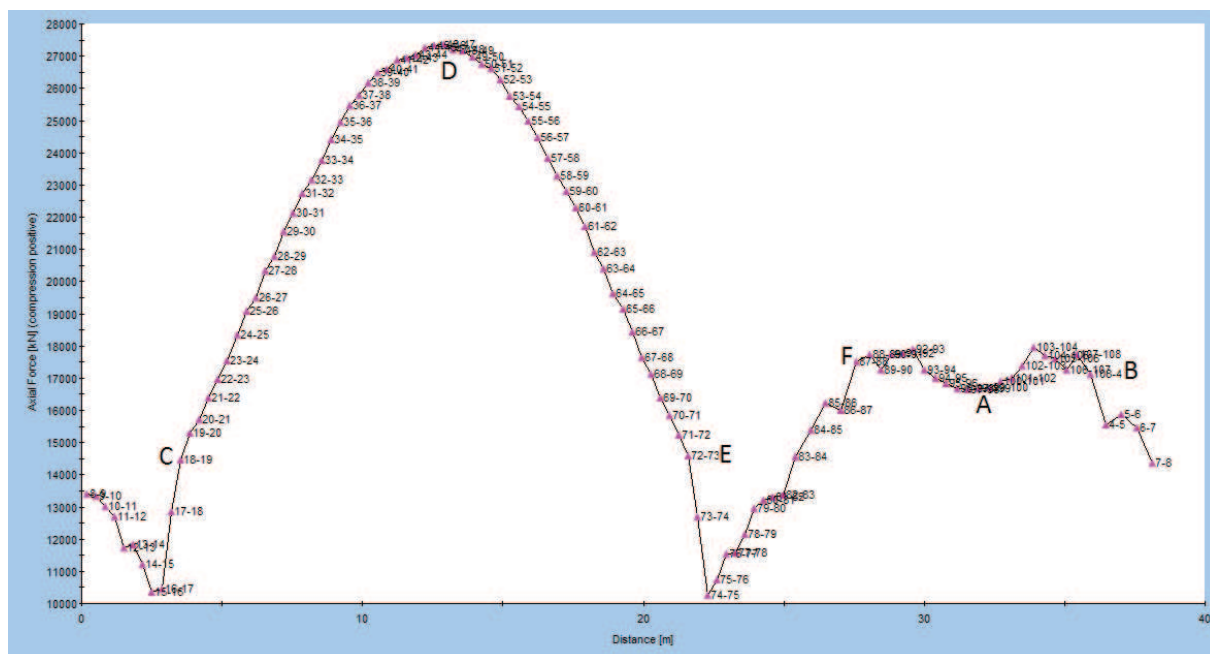


Gráfico 21 – Valores do esforço axial ao longo do suporte primário na fase referente ao final da escavação para a primeira solução da escavação em duas fases (imagem do programa Phase2).

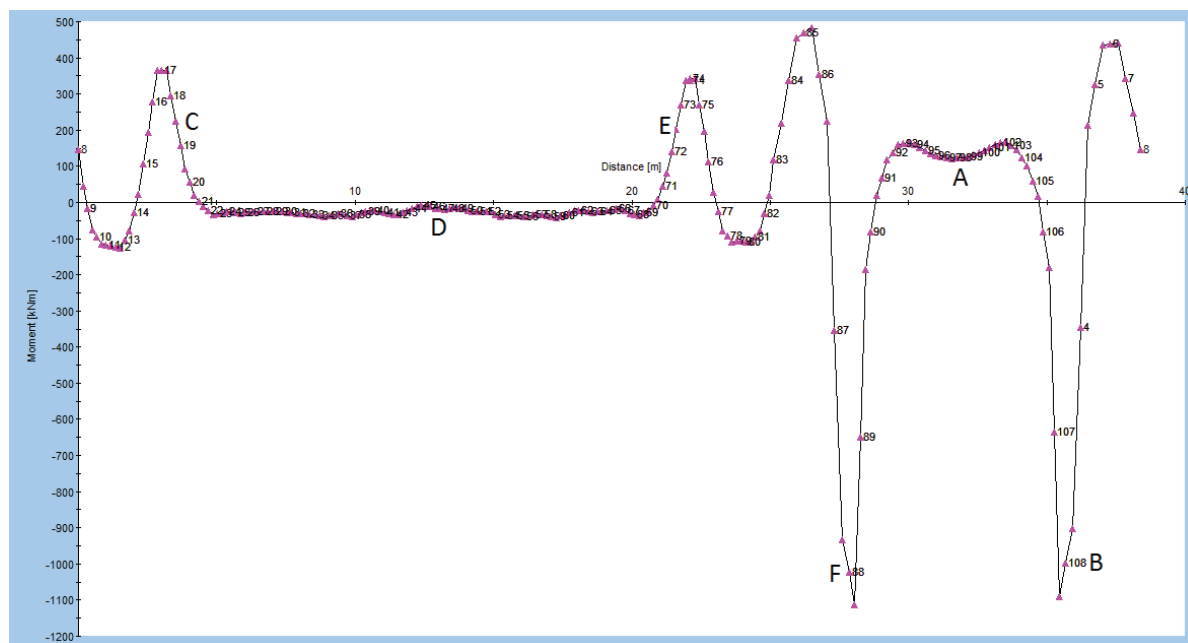


Gráfico 22 – Valores do momento flector ao longo do suporte primário na fase referente ao final da escavação para a primeira solução da escavação em duas fases (imagem do programa Phase2).

O raio da zona plastificada e as zonas plastificadas nas pregagens são apresentados na Fig. 44.

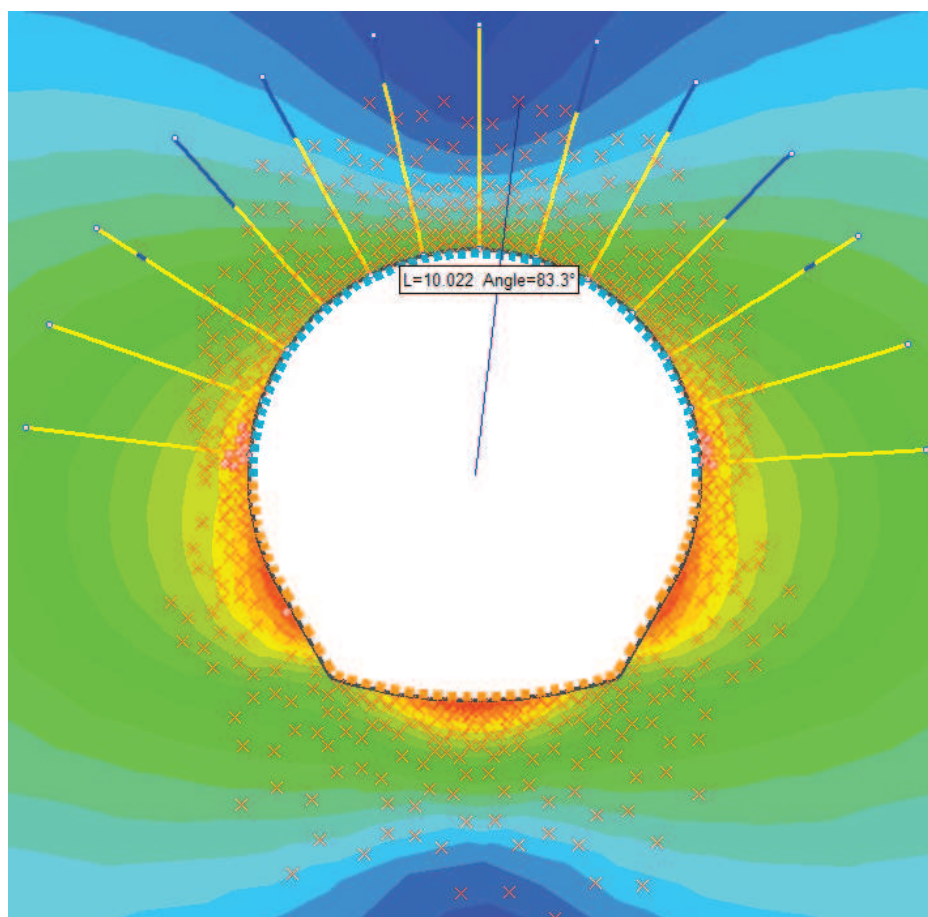


Fig. 44 – Zonas plastificadas nas pregagens (amarelo) e pontos plastificados do maciço (vermelho) na fase referente ao final da escavação para a primeira solução da escavação em duas fases (imagem do programa Phase2).

Os valores do esforço axial atingem valores de 27,5 MN na zona da abóbada. Estas solicitações são muito superiores à resistência do betão projectado pelo que nova solução deve ser estudada com o objectivo de reduzir os esforços actuantes no suporte. Como seria de esperar na zona da soleira existem picos de momentos negativos resultantes da concentração de esforços nos cantos. Uma vez que o raio de plastificação é inferior ao comprimento das pregagens não será necessário aumentar o comprimento destas, no entanto, as pregagens dos hasteais e da abóbada encontram-se plastificadas.

5.5.7.1.2. Segunda solução

5.5.7.1.2.1. Construção do modelo

A segunda solução para uma escavação em duas fases sugerida no Quadro 3 prevê a aplicação de cambotas em aço na zona superior juntamente com o suporte utilizado na primeira solução. As conclusões retiradas da primeira solução em relação à plastificação das pregagens traduzem-se numa diminuição do espaçamento entre elas para 1m e na instalação de pregagens nos hasteais da segunda fase de escavação. Assim, nas Fig. 45, 46 e 47 são expostas as fases de escavação da segunda solução da escavação em duas fases bem como a redução de características que simulam o avanço da frente.

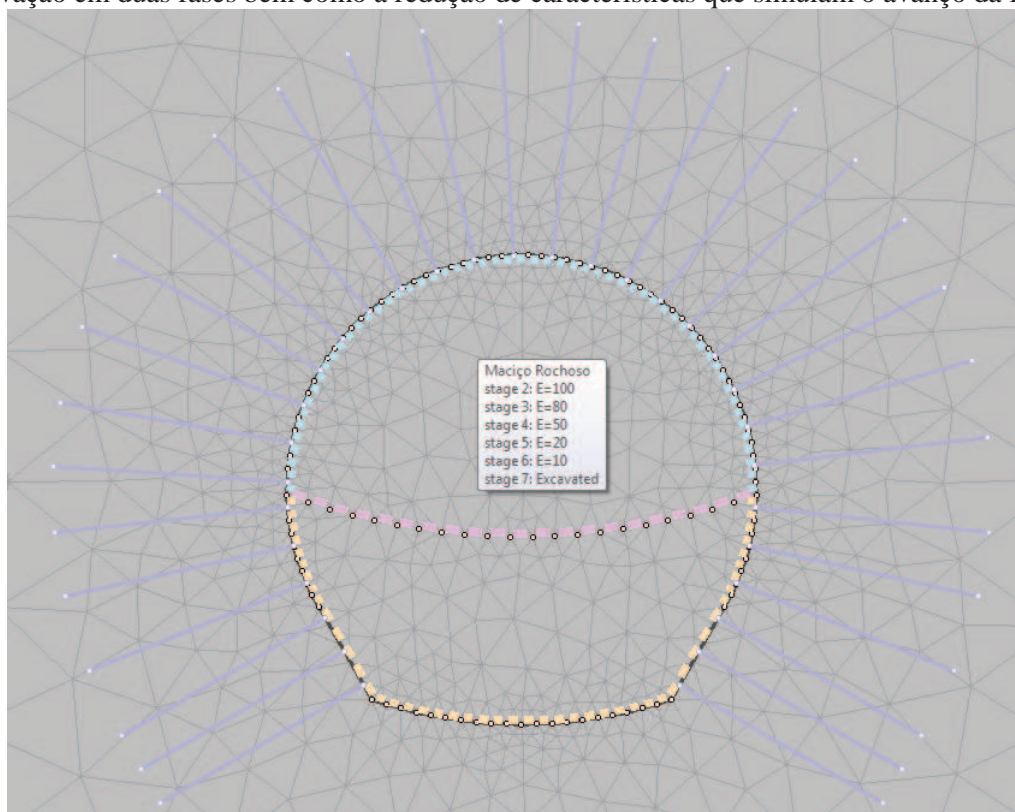


Fig. 45 – Situação de repouso para a segunda solução estudada na escavação em duas fases (imagem do programa Phase2).

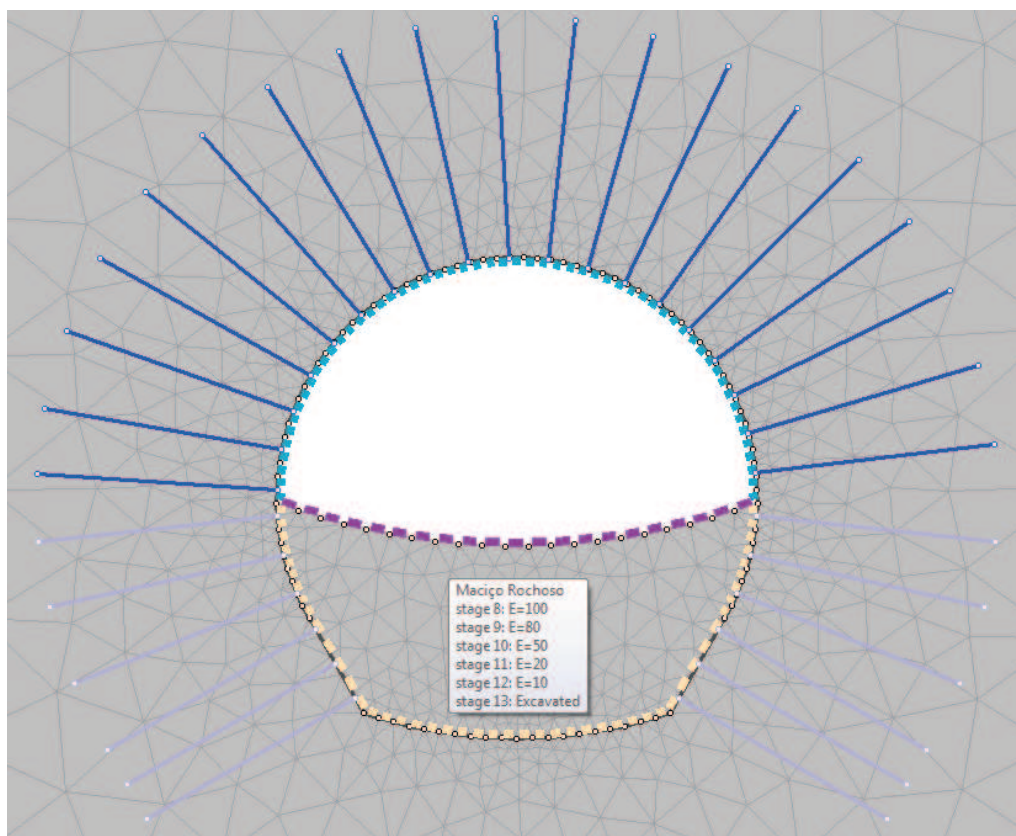


Fig. 46 – Primeira fase da escavação (escavação da zona superior) e instalação do suporte primário (betão projectado, cambotas e pregagens no contorno do túnel e betão projectado na soleira provisória) para a segunda solução estudada na escavação em duas fases (imagem do programa Phase2).

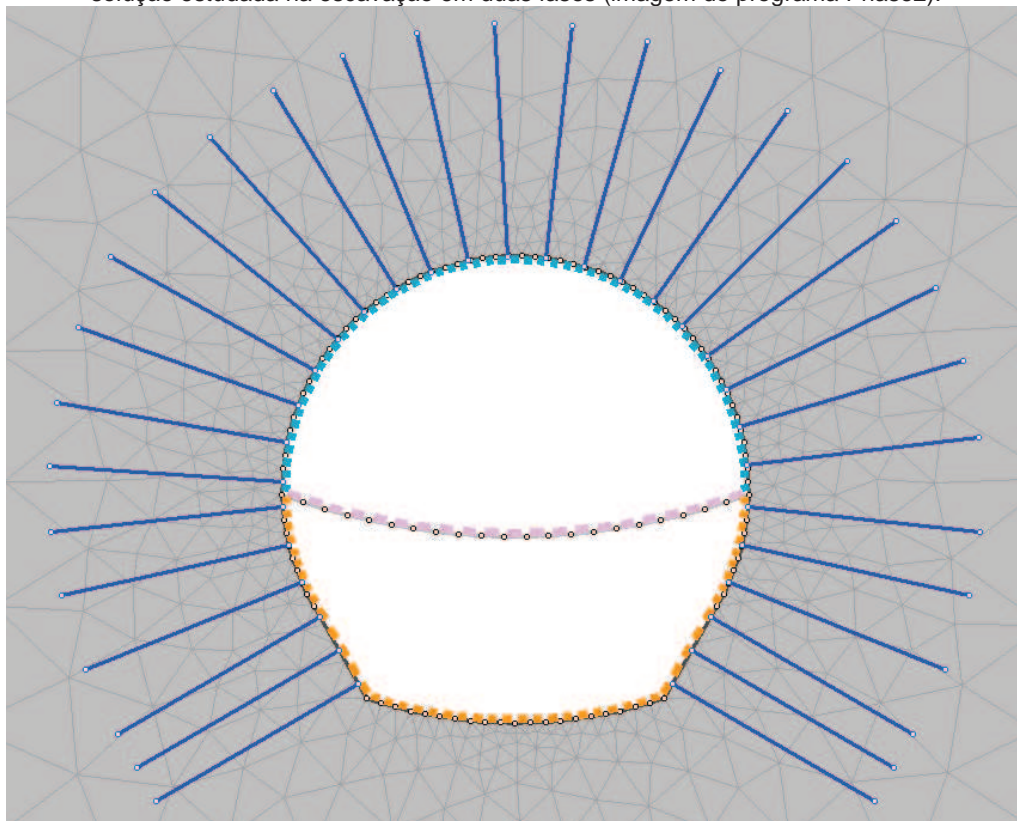


Fig. 47 – Escavação total e instalação do suporte primário (betão projectado e pregagens) finalizada para a segunda solução estudada na escavação em duas fases (imagem do programa Phase2).

5.5.7.1.2.2. Resultados do modelo

Tal como na análise feita no ponto 5.5.7.1.2.2. foi escolhido um ponto do hasteal da zona referente à primeira fase de escavação e os resultados da convergência nesse ponto são expostos no Gráfico 23.

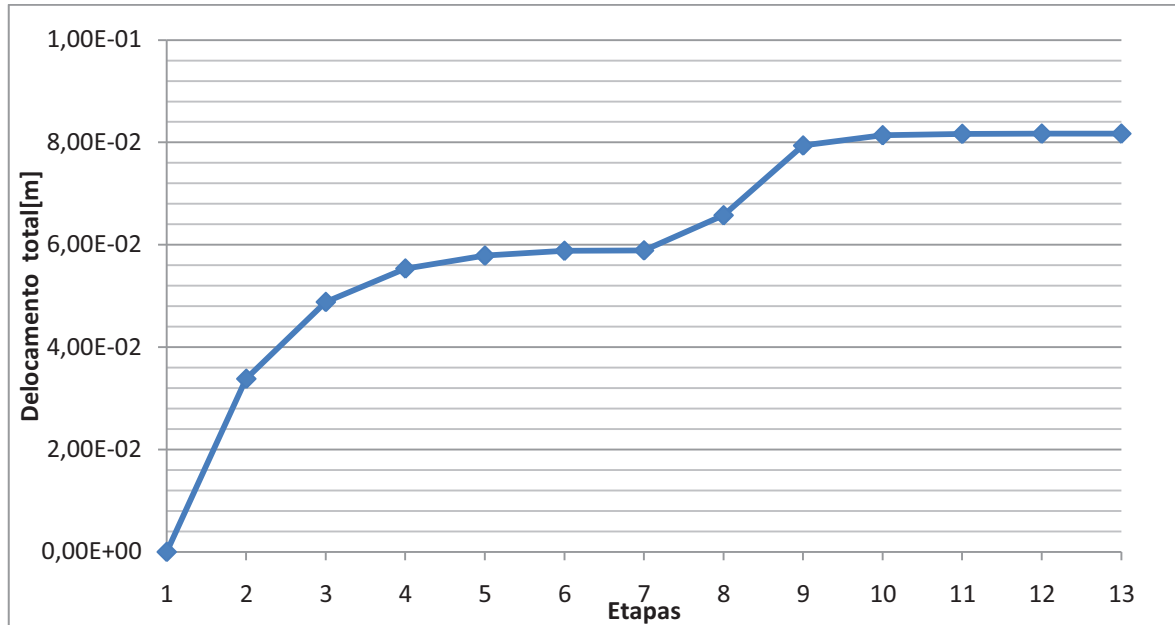


Gráfico 23 – Convergência de um hasteal na zona correspondente à primeira fase da escavação da segunda solução estudada na escavação em duas fases.

A convergência real do ponto é dada por:

$$\partial_{real} = \partial_{13} - \partial_2 = 6,8 \text{ cm} \quad (40)$$

Sendo a convergência da corda 13,7 cm.

Os valores dos esforços instalados no suporte primário na fase referente ao final da escavação são apresentados nos Gráficos 24 e 25. A abóbada situa-se entre os pontos 30 a 60 e a soleira entre os pontos 88 a 108. Os pontos entre a abóbada e a soleira dizem respeito aos valores dos esforços nos hasteais.

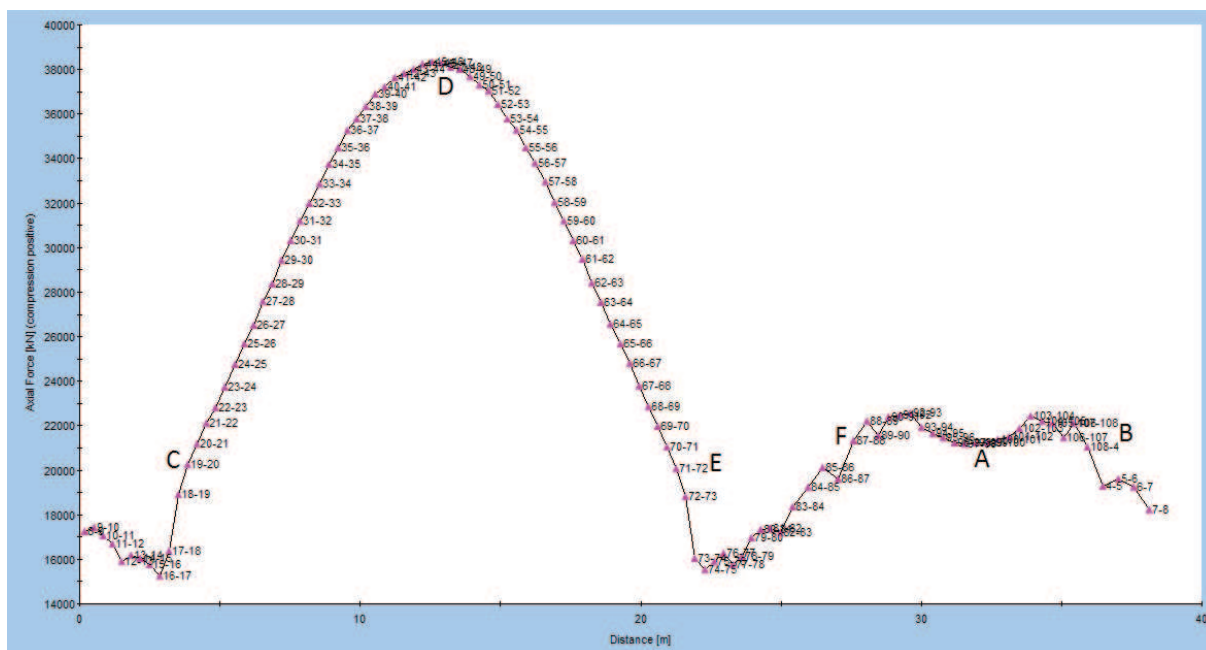


Gráfico 24 – Valores do esforço axial ao longo do suporte primário na fase referente ao final da escavação para a segunda solução da escavação em duas fases (imagem do programa Phase2).

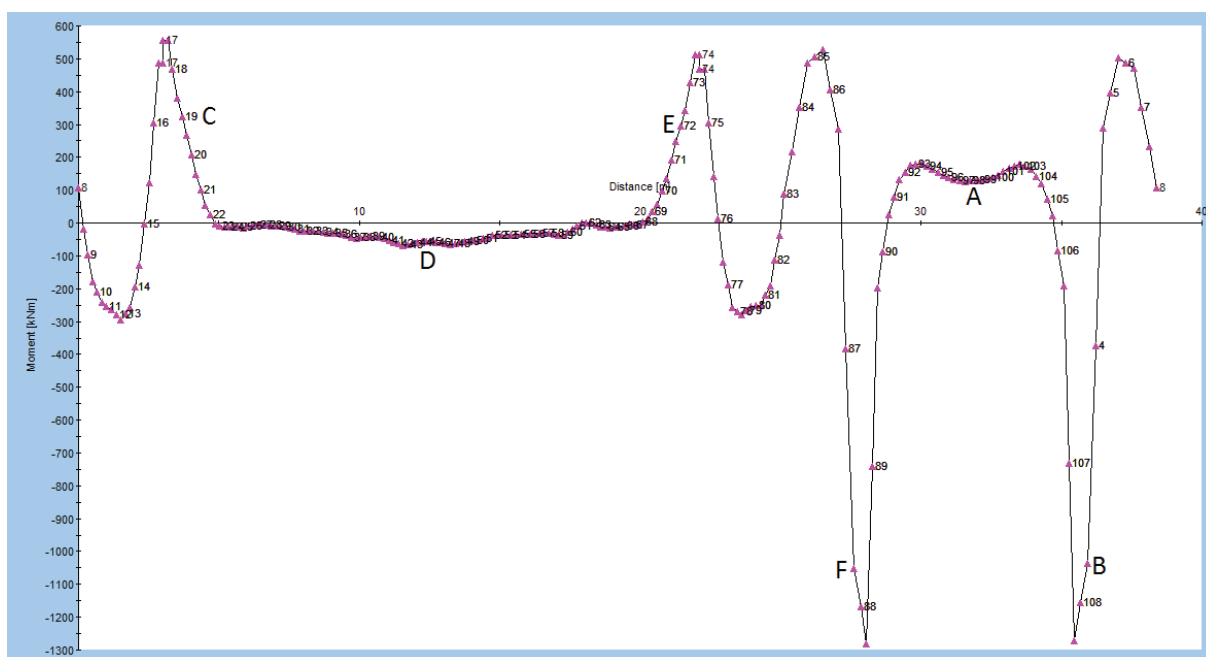


Gráfico 25 – Valores do momento flector ao longo do suporte primário na fase referente ao final da escavação para a segunda solução da escavação em duas fases (imagem do programa Phase2).

O raio da zona plastificada e as zonas plastificadas nas pregagens são apresentados na Fig. 48.

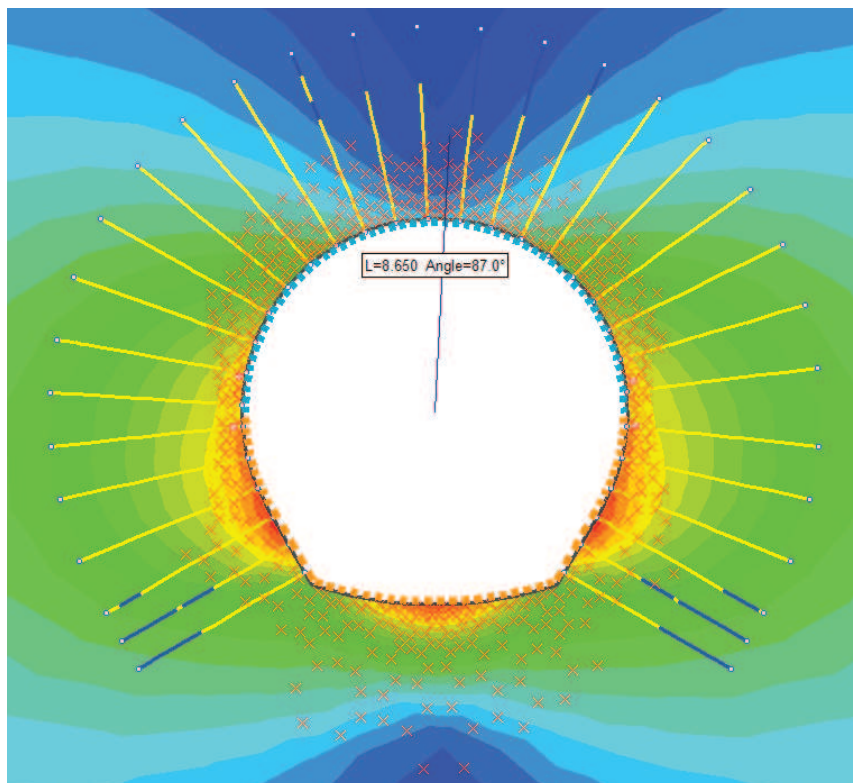


Fig. 48 – Zonas plastificadas nas pregagens (amarelo) e pontos plastificados do maciço (vermelho) na fase referente ao final da escavação para a segunda solução da escavação em duas fases (imagem do programa Phase2).

Na segunda solução foi possível reduzir a deformação na corda em cerca de 2cm. No entanto, o esforço axial que solicita o suporte primário aumentou para cerca de 38MN assim como aumentaram os picos observados nos momentos positivos. Ao nível da plastificação do maciço existe uma diminuição do raio plastificado mas um aumento do número de pregagens plastificadas. Estes resultados ficam aquém do esperado para esta solução que seria uma tentativa para controlar tanto as deformações como os esforços no suporte primário. Assim, uma nova solução deve ser estudada, desta vez correspondente à situação de “squeezing” severo que foi estimada no ponto 5.5.2..

A solução sugerida para uma escavação em duas fases prevê a aplicação de pregagens de fibra de vidro na frente de escavação. Esta solução apenas permite um controlo da deformação e melhoria das condições de estabilidade da frente de escavação, que se traduz em menores valores de convergência no momento de instalação do suporte, assim como a aplicação de betão projectado nas soleiras, tanto na temporária como na definitiva. Esta nova melhoria do suporte já foi introduzida na primeira solução pelo que será estudada uma solução com escavação em secções múltiplas.

5.5.7.2. Escavação em secções múltiplas

A primeira solução proposta pelo Quadro 3 corresponde à solução estudada no ponto 5.5.7.1.1 para a escavação em duas fases, razão pela qual não será utilizada no estudo da escavação em secções múltiplas.

A segunda proposta sugere a escavação em duas secções utilizando um núcleo de maciço na frente de escavação. Esta solução foi desenvolvida no programa Phase2 mas apresenta um problema de índole construtivo. No momento de instalação das pregagens de 6 metros o núcleo central ainda se encontra por escavar obstruindo a instalação das pregagens. Assim, esta solução foi abandonada passando-se a estudar a solução relativa ao “squeezing” severo que sugere avanços em três secções parciais distintas.

5.5.7.2.1. Avanços em três secções parciais

5.5.7.2.1.1. Construção do modelo

Para esta solução foram adoptadas as sugestões referentes ao avanço em três secções parciais distintas assim como o suporte primário sugerido, composto por betão projectado com fibras em todo o contorno do túnel e pregagens (1,5 metros de espaçamento no plano da secção) na abóboda e hasteais.

A geometria das secções parciais foi determinada de maneira a ser possível instalar pregagens com 6 metros de comprimento em qualquer fase. Na Fig. 49 é apresentada a distância disponível no túnel para instalar as pregagens necessárias na primeira secção parcial, sendo esta sempre superior a 7 metros.

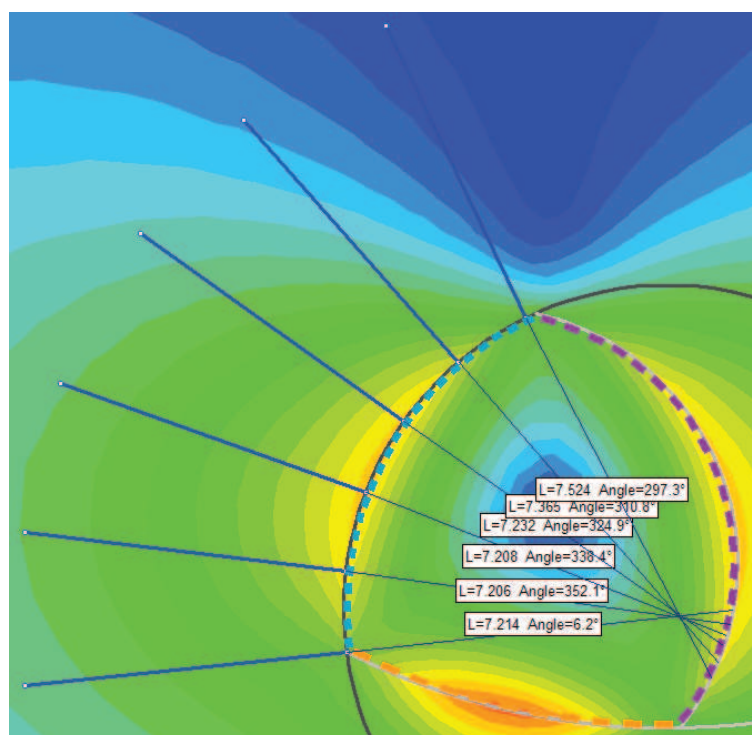


Fig. 49 – Distância disponível na primeira secção parcial para instalação das pregagens (imagem do programa Phase2).

A segunda secção parcial deixa apenas por escavar a zona da soleira sendo necessário acautelar uma distância suficiente para as pregagens da abóboda como se apresenta na Fig. 50.

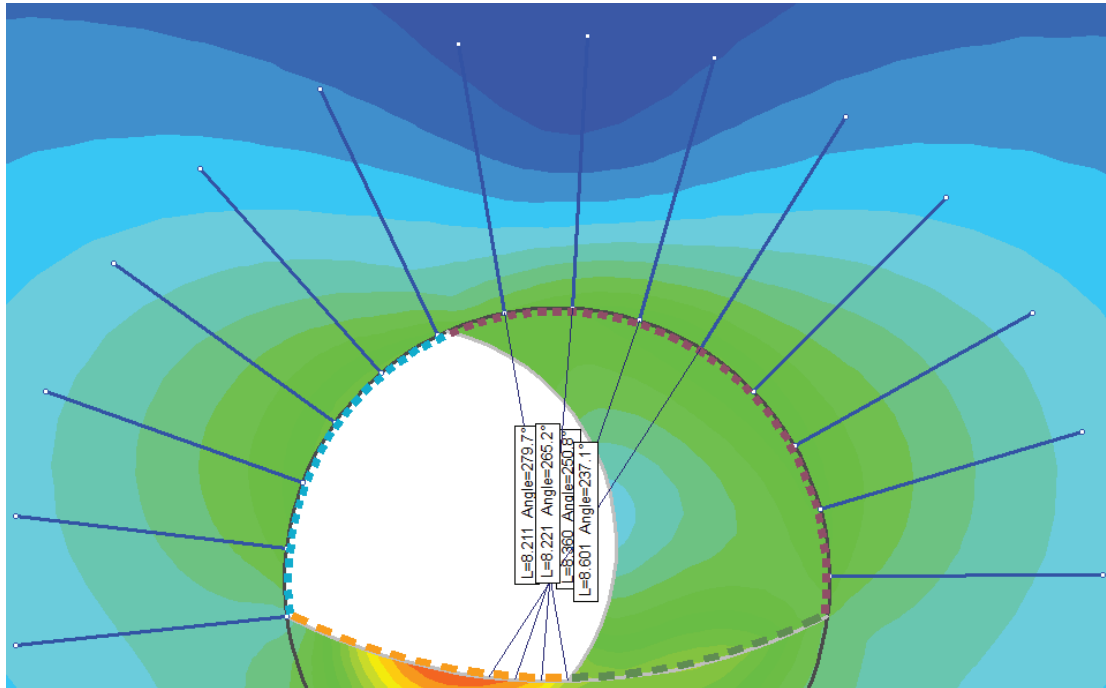


Fig. 50 – Distância disponível na segunda secção parcial para instalação das pregagens na zona da abóbada (imagem do programa Phase2).

Para a escavação em três secções parciais, tal como na escavação em duas fases, foram adoptados os pressupostos utilizados para o caso de Venda Nova II no que se refere à simulação do avanço da frente de escavação e da definição do instante de instalação do suporte primário. Assim, nas Fig. 51, 52, 53 e 54 são expostas as fases de escavação do avanço em três secções parciais distintas bem como a redução de características que simulam o avanço da frente.

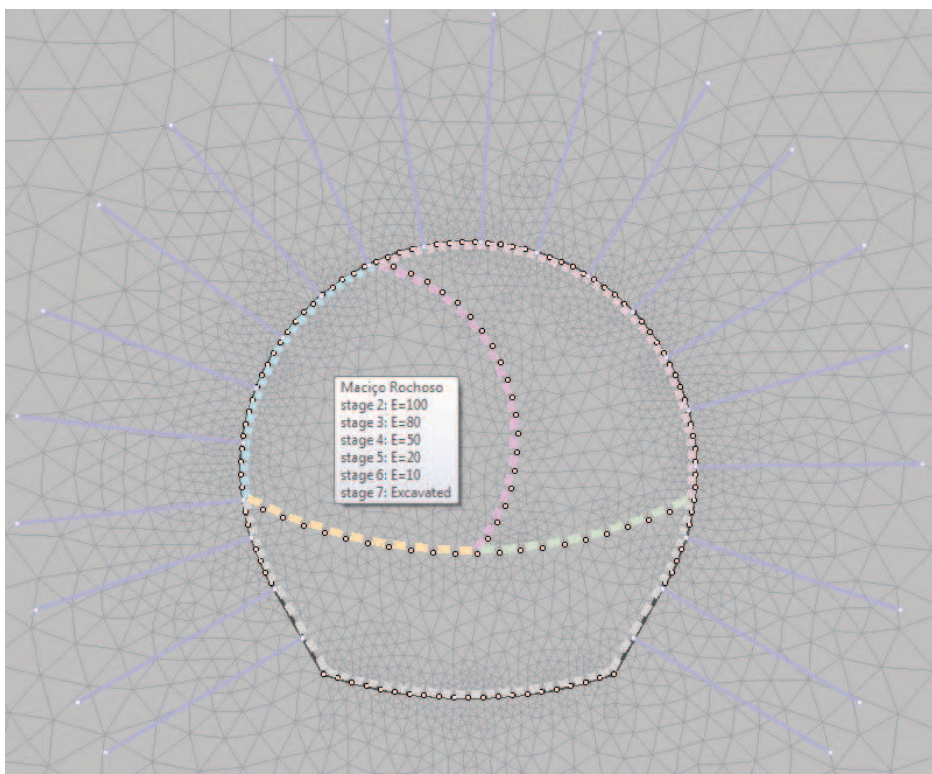


Fig. 51 – Situação de repouso para a escavação em três secções parciais (imagem do programa Phase2).

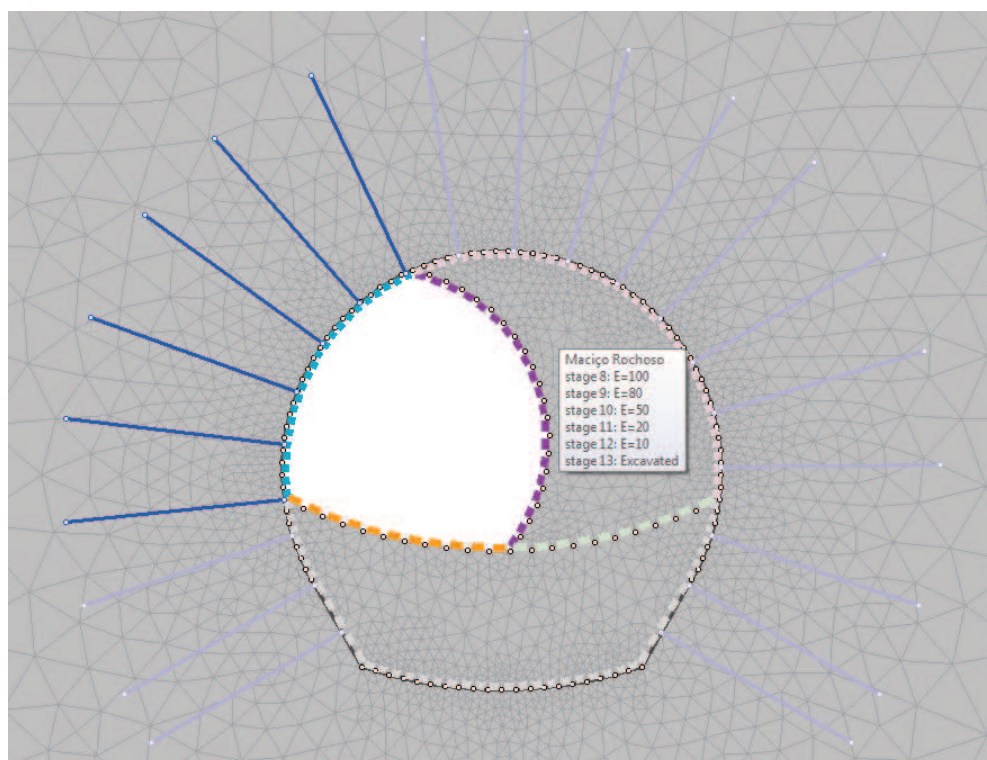


Fig. 52 – Primeira fase da escavação (escavação da zona superior esquerda) e instalação do suporte primário (betão projectado, e pregagens no contorno do túnel e betão projectado na soleira e hasteal provisórios) para a escavação em três secções parciais (imagem do programa Phase2).

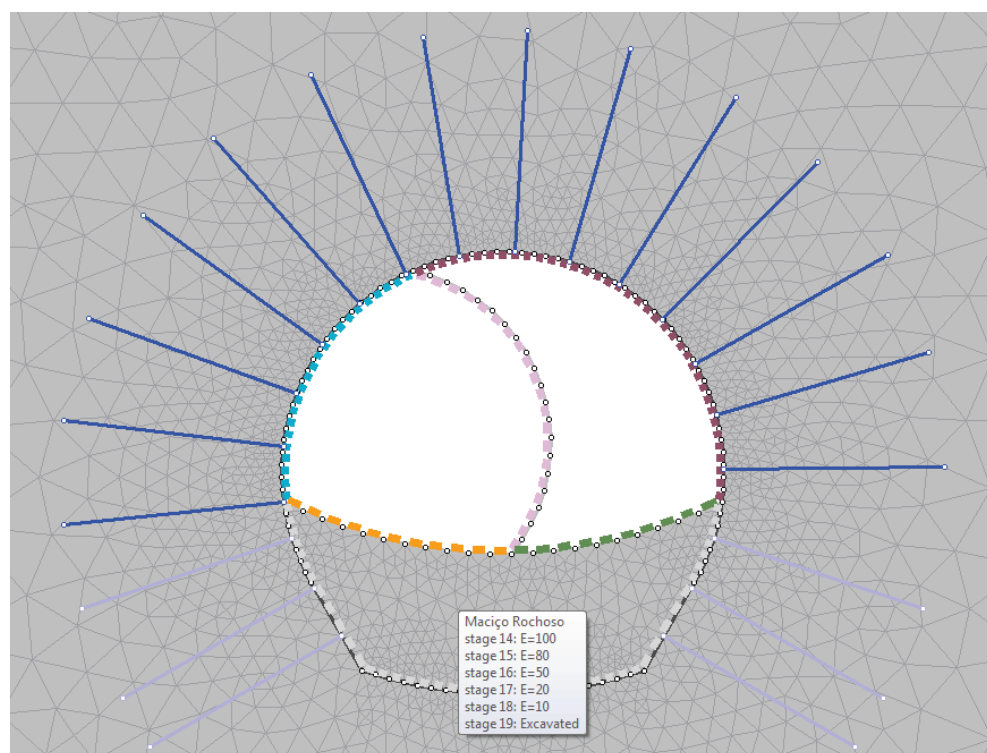


Fig. 53 – Segunda fase da escavação (escavação da zona superior direita) e instalação do suporte primário (betão projectado e pregagens no contorno do túnel e betão projectado na soleira provisória) para a escavação em três secções parciais (imagem do programa Phase2).

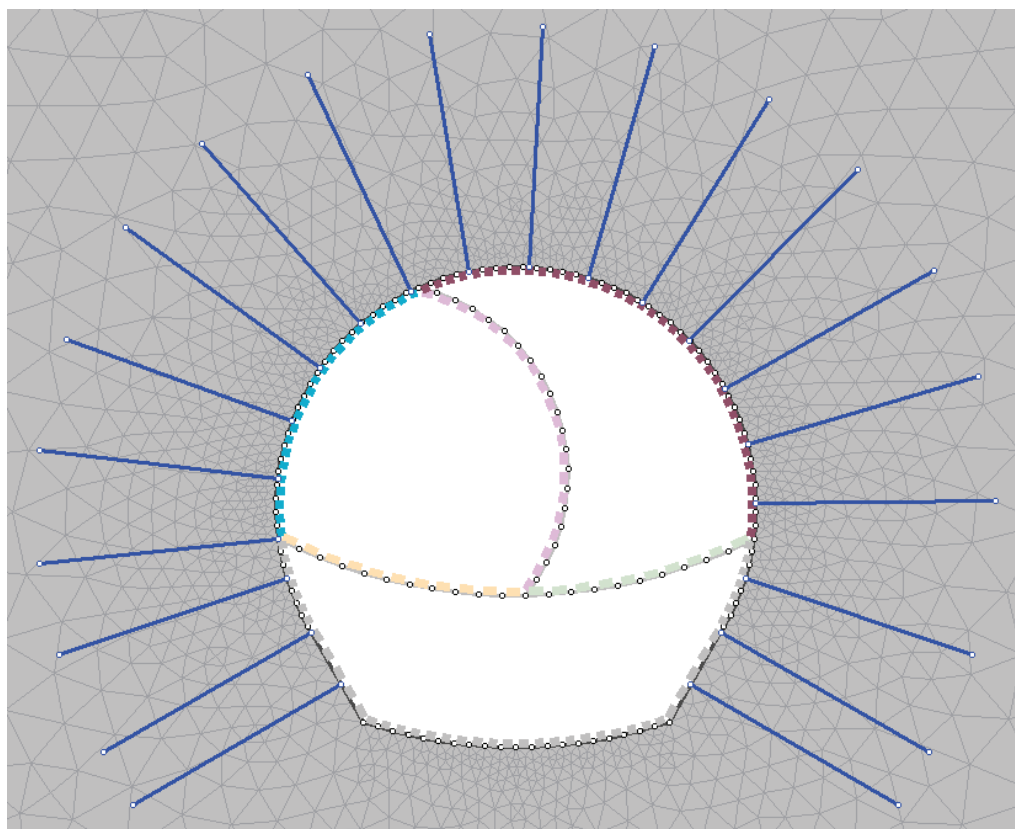


Fig. 54 – Terceira fase da escavação (escavação da soleira) e instalação do suporte primário (betão projectado e pregagens nos hasteais e betão projectado na soleira) para a escavação em três secções parciais (imagem do programa Phase2).

5.5.7.2.1.2. Resultados do modelo

A análise da convergência neste modelo não pode ser feita utilizando apenas o valor de um dos hasteais uma vez que a escavação não é simétrica na zona superior. Desta forma, é lida a deformação total e real do hasteal esquerdo e posteriormente a deformação total e real do hasteal direito.

No gráfico 26 foi representado o deslocamento total de um ponto do hasteal superior esquerdo ao longo da escavação.

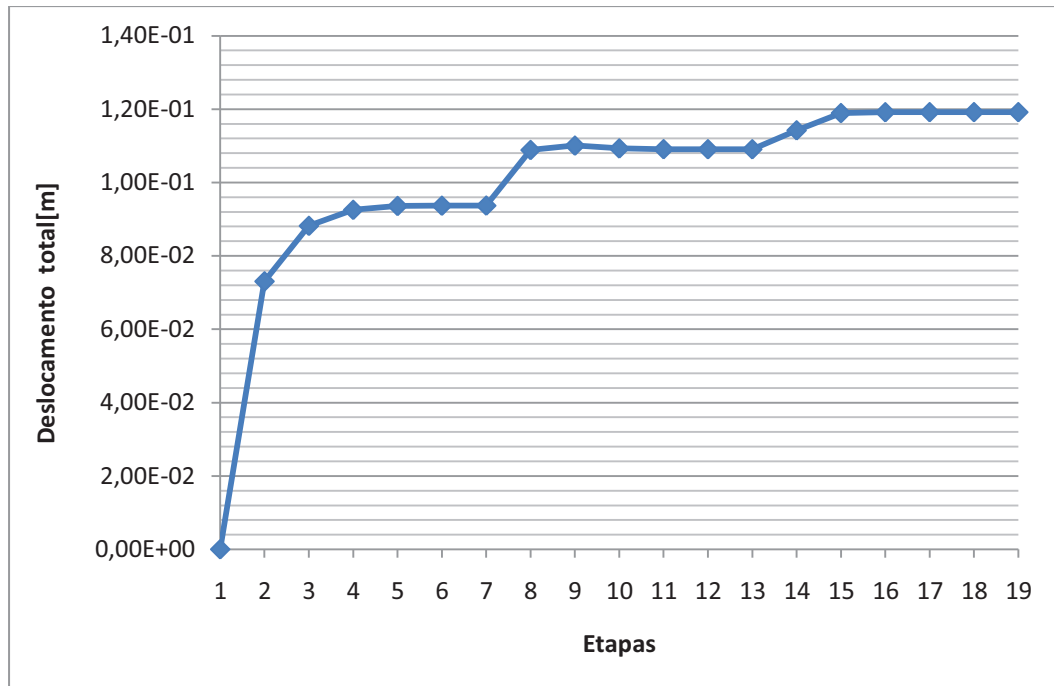


Gráfico 26 – Deformação do hasteal superior esquerdo no avanço da escavação em três secções distintas. Tal como nas análises anteriores é necessário subtrair a parcela da deformação não observada em obra. Assim,

$$\partial_{real\ esq} = \partial_{19} - \partial_2 = 4,6\text{ cm} \quad (41)$$

Para a análise da deformação no hasteal superior direito ao longo das diferentes fases de escavação foi traçado o Gráfico 27.

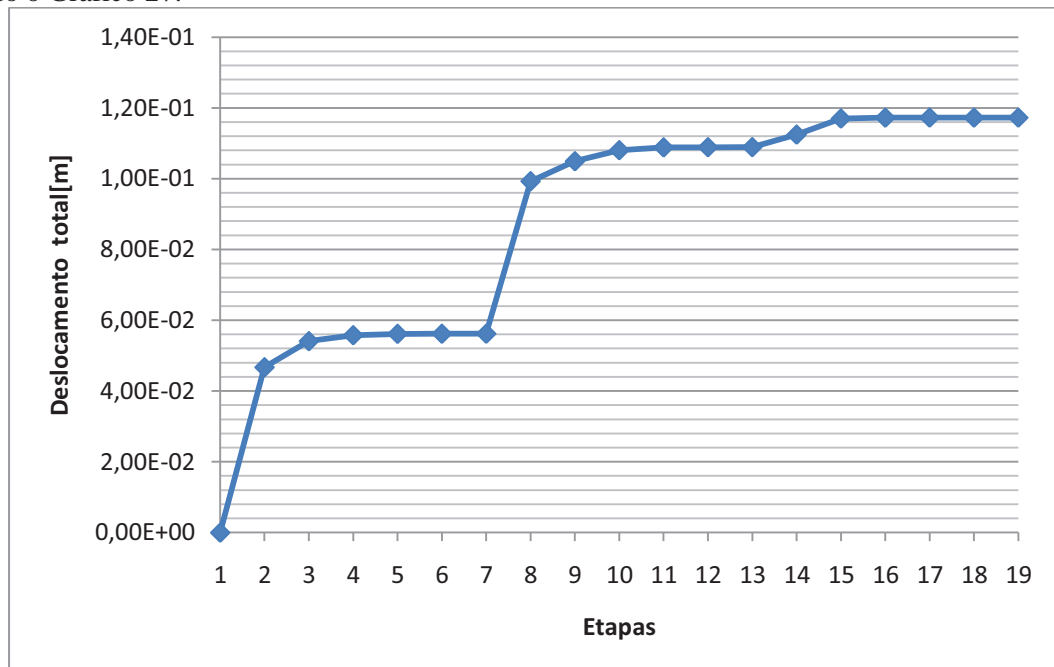


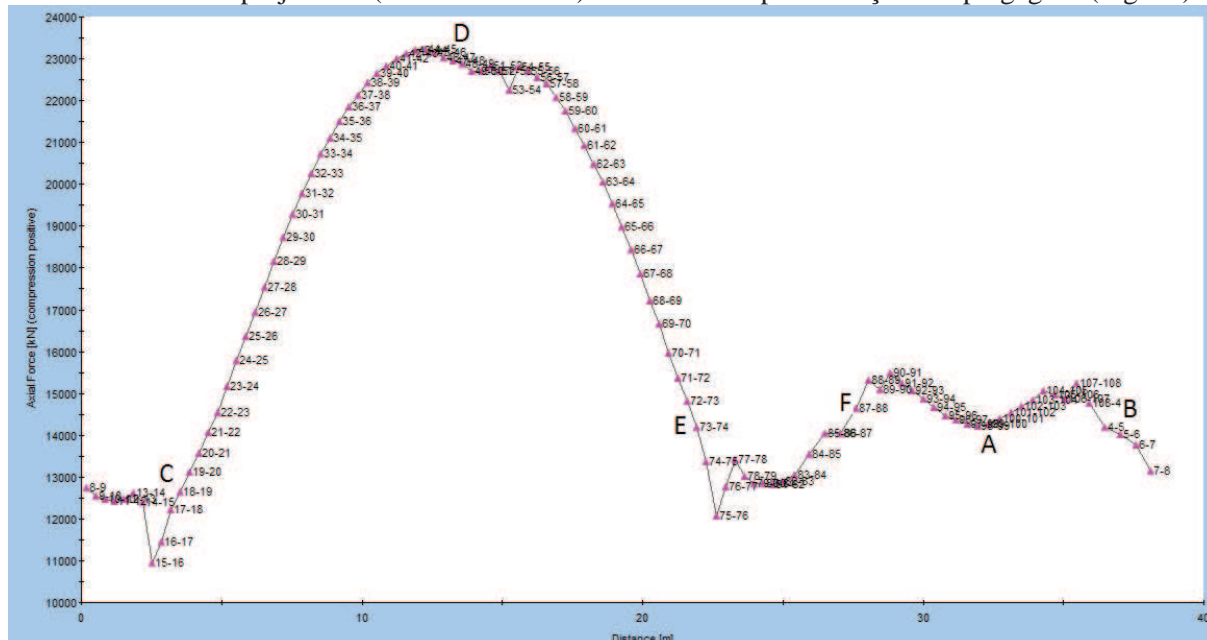
Gráfico 27 – Deformação do hasteal superior direito no avanço da escavação em três secções distintas.

Subtraindo o valor da deformação na última fase pela deformação observada na fase 8 obtém-se o valor da deformação real observada em obra de um ponto do hasteal superior direito:

$$\partial_{real\ drt} = \partial_{19} - \partial_8 = 1,8\text{ cm} \quad (42)$$

Desta forma é possível determinar a convergência real da corda cujo valor é 6,4 cm.

A análise dos esforços no suporte primário é feita tendo em conta o esforço axial e momento flector instalados no betão projectado (Gráficos 28 e 29) assim como a plastificação das pregagens (Fig. 55).



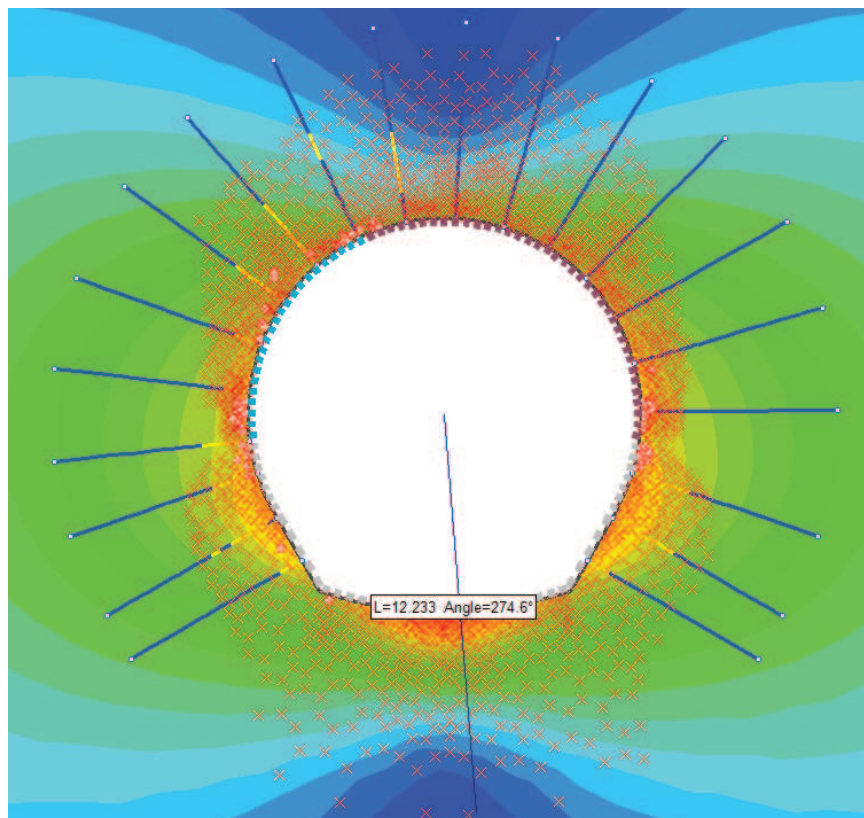


Fig. 55 – Zonas plastificadas nas pregagens (amarelo) e pontos plastificados do maciço (vermelho) na fase referente ao final da escavação para avanços em três secções parciais (imagem do programa Phase2).

Utilizando o método de escavação com avanço em 3 secções parciais é possível fazer um melhor controlo das deformações sem atingir níveis de esforço axial tão elevados como no caso da segunda solução para a escavação em duas fases apesar de existir um aumento do valor dos picos de momentos positivos. Apesar das melhorias obtidas, o nível de carga continua muito elevado para o suporte instalado. É necessário permitir uma maior descompressão do terreno antes de o suporte primário ser activado para que não seja tão carregado.

Atrasar a instalação do suporte primário, permitindo um maior avanço da frente antes da sua colocação, aumenta a deformação do túnel e a descompressão do maciço em torno do túnel. No entanto, a instalação do suporte primário deve ser feita o mais próximo da frente de escavação possível para que não seja posta em causa a segurança dos trabalhadores. Por esta razão esta solução não será alvo de análise.

Para ultrapassar este problema podem ser utilizados sistemas de suporte com juntas que permitem que o sistema entre em funcionamento após acomodar a deformação necessária. Estes sistemas podem ser instalados tanto em suportes compostos por betão projectado como em cambotas de aço. Exemplos deste tipo de juntas podem ser observados nas Fig. 56 e 57.

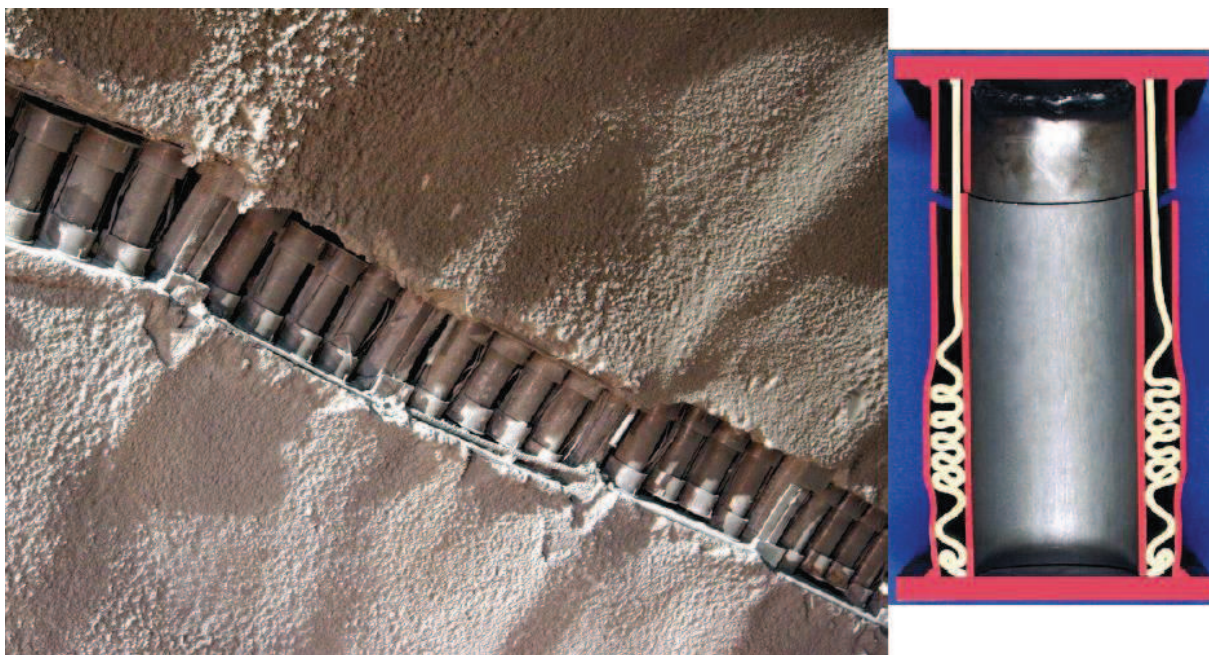


Fig. 56 – Exemplo de aplicação de juntas em suportes compostos por betão projectado (à esquerda) e pormenor da célula que compõe a junta (à direita) [27].

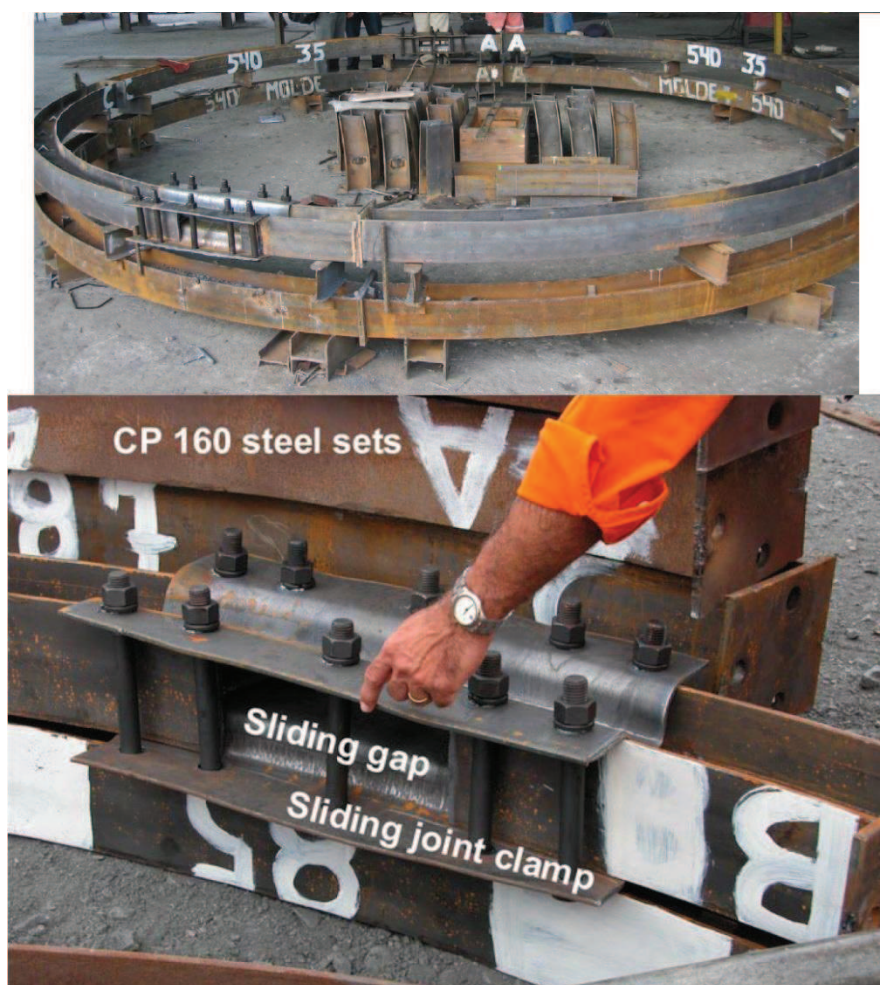


Fig. 57 – Exemplo de aplicação de juntas deslizantes em cambotas (em cima) e pormenor de junta deslizante (em baixo) [27].

5.5.7.2.1.3. Alterações ao modelo inicial

Depois de analisar os resultados obtidos no modelo anterior foram introduzidas algumas alterações, sem alterar o método de escavação, com o objectivo de melhorar o comportamento do suporte (controlo de deformação e esforços).

A alteração ao suporte primário inclui a introdução de cambotas da gama Ω N-36 (espaçadas de 1 metro) ao betão projectado já testado no modelo anterior. O espaçamento das pregagens foi reduzido para 1 metro no plano da secção e foram também instaladas na zona da soleira. No entanto a rigidez deste suporte primário seria muito elevada o que resultaria em esforços elevados como os que já foram observados nos modelos anteriores em que o sistema de suporte era fechado. Por este motivo pretendeu-se utilizar um sistema de suporte que permitisse a deformação controlada do túnel.

Para materializar este tipo de suporte no programa Phase2 é possível utilizar a opção “Sliding Gap” (Fig. 58) da janela das propriedades do suporte. No entanto, esta opção não permite definir o local de colocação da junta ou juntas.

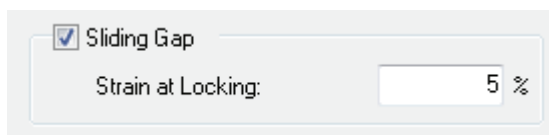


Fig. 58 – Opção “Sliding Gap” do programa Phase2 que, neste exemplo, permite uma deformação de 5% antes de bloquear a junta (imagem do programa Phase2).

Quando esta opção está activa o suporte permite a acomodação de uma certa percentagem de deformação, definida pelo utilizador, antes de bloquear a junta, momento a partir do qual o suporte funciona como um suporte fechado. Esta limitação não apresenta problemas para modelos em que a frente é escavada numa única fase mas, no modelo construído, é difícil controlar o comportamento do programa uma vez que é necessário definir vários suportes distintos para aplicar ao longo das fases de escavação.

Por este motivo foi necessário pensar noutra solução para interromper a continuidade do suporte. Assim, foi decidido que o suporte seria eliminado de maneira a criar quatro aberturas: duas na zona da abóbada onde o esforço axial atinge o valor mais elevado e duas nos cantos da soleira onde existem concentrações de momentos negativos. Estas aberturas podem ser materializadas em obra utilizando um negativo (prancha de madeira por exemplo) para que a zona em questão não seja betonada. Nas zonas em que existem cambotas podem ser utilizadas juntas deslizantes que permitam acomodar a deformação necessária. A colocação destas aberturas será apresentada nas Fig. 59, 60, 61 e 62 que representam o método de escavação e instalação de suporte do novo modelo.

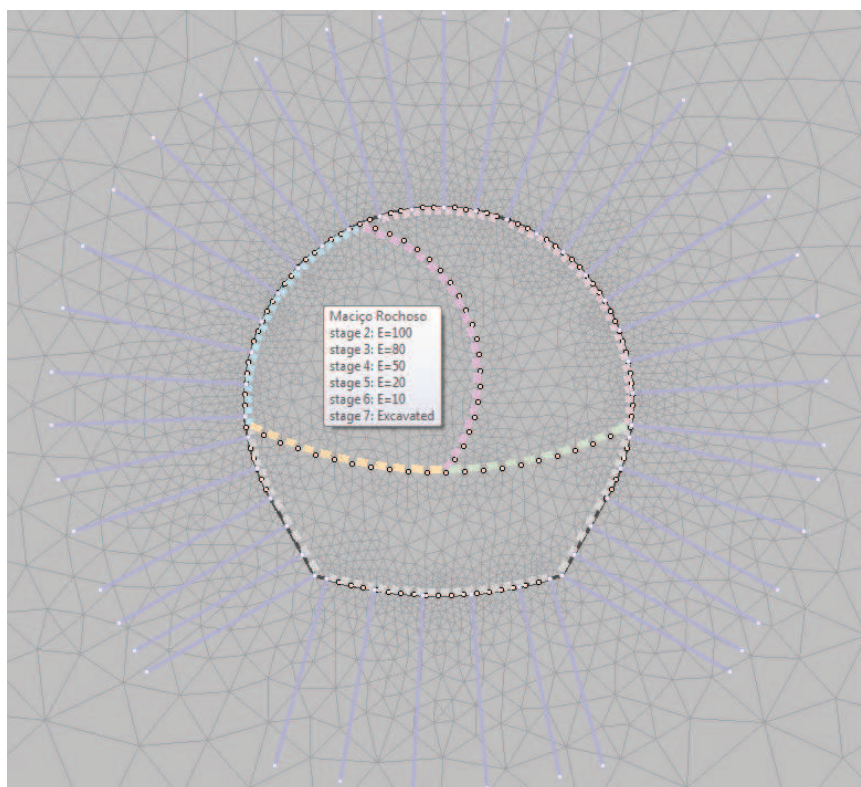


Fig. 59 – Situação de repouso para a escavação em três secções parciais com aberturas no suporte primário (imagem do programa Phase2).

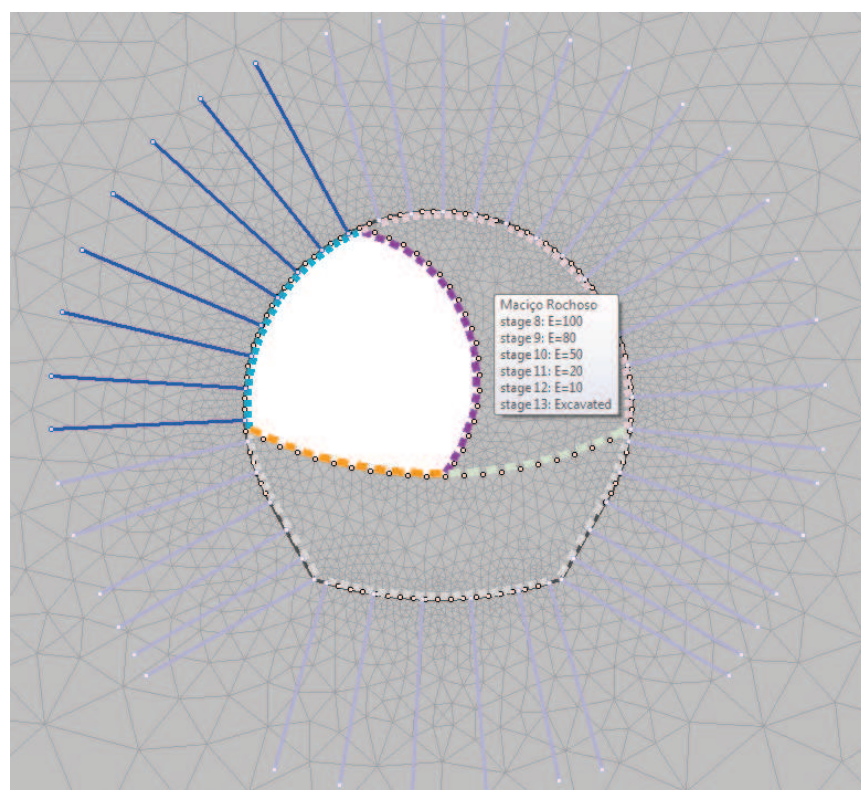


Fig. 60 – Primeira fase da escavação (escavação da zona superior esquerda) e instalação do suporte primário (betão projectado, cambotas e pregagens no contorno do túnel e betão projectado na soleira e hasteal provisórios) para a escavação em três secções parciais com aberturas no suporte primário (imagem do programa Phase2).

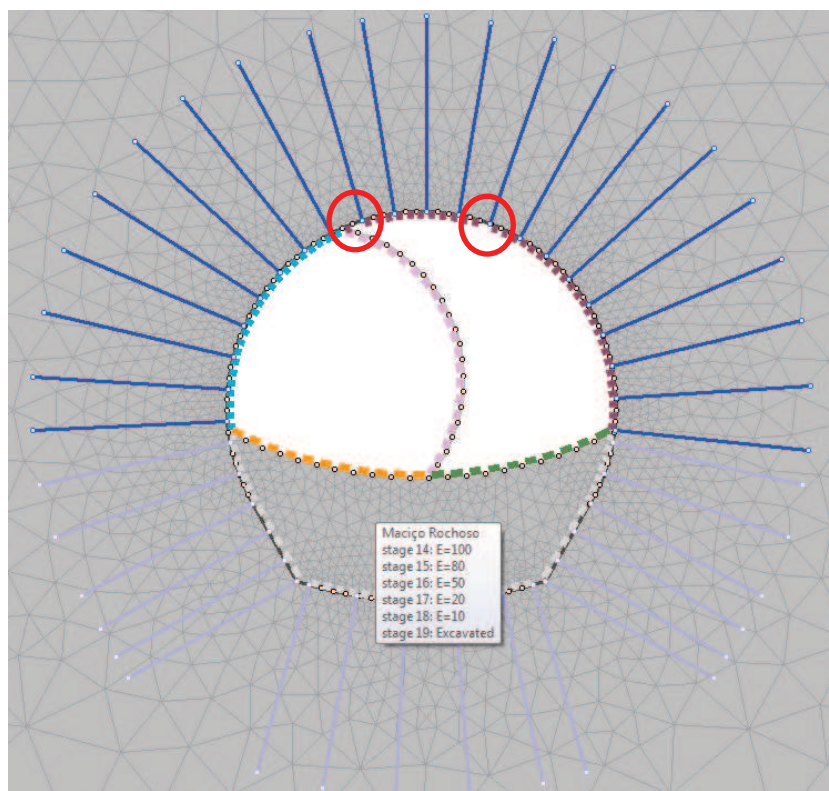


Fig. 61 – Segunda fase da escavação (escavação da zona superior direita) e instalação do suporte primário (betão projectado, cambotas e pregagens no contorno do túnel e betão projectado na soleira provisória) para a escavação em três secções parciais com aberturas no suporte primário (zonas a vermelho) (imagem do programa Phase2).

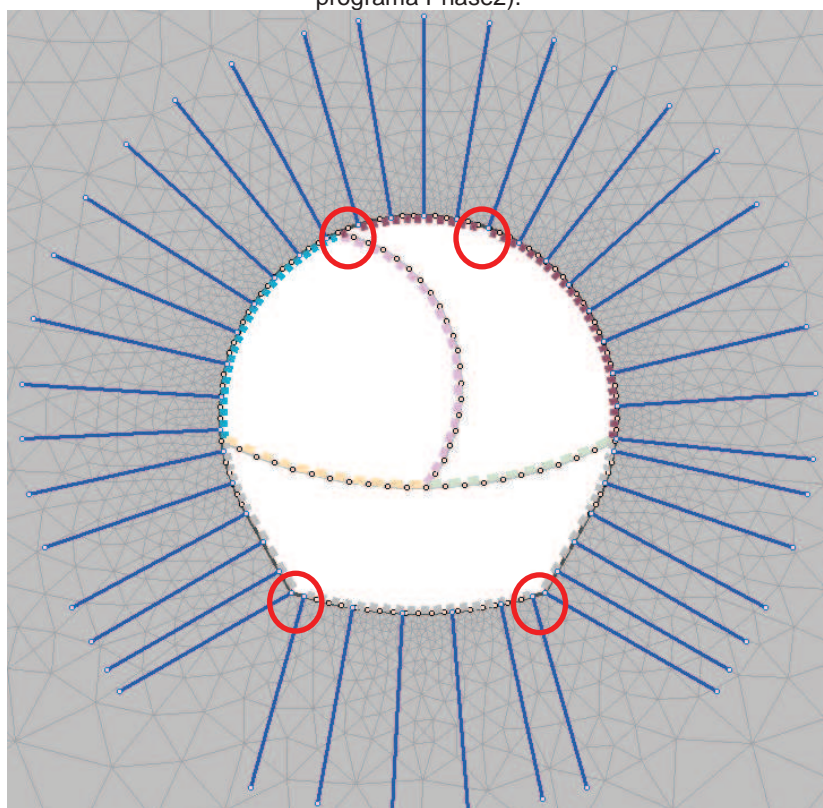


Fig. 62 – Terceira fase da escavação (escavação da soleira) e instalação do suporte primário (betão projectado, cambotas e pregagens nos hasteais e soleira) para a escavação em três secções parciais com aberturas no suporte primário (zonas a vermelho) (imagem do programa Phase2).

5.5.7.2.1.3. Resultados do modelo alterado

Tal como no ponto 5.5.7.2.1.2. a análise da convergência não pode ser feita tendo por base as deformações de um dos hasteais do túnel uma vez que as deformações não são simétricas. Apresentam-se nos Gráficos 30 e 31 a informação referente à deformação de um ponto situado no hasteal esquerdo na zona da escavação superior e de um ponto simétrico situado no hasteal direito respectivamente.

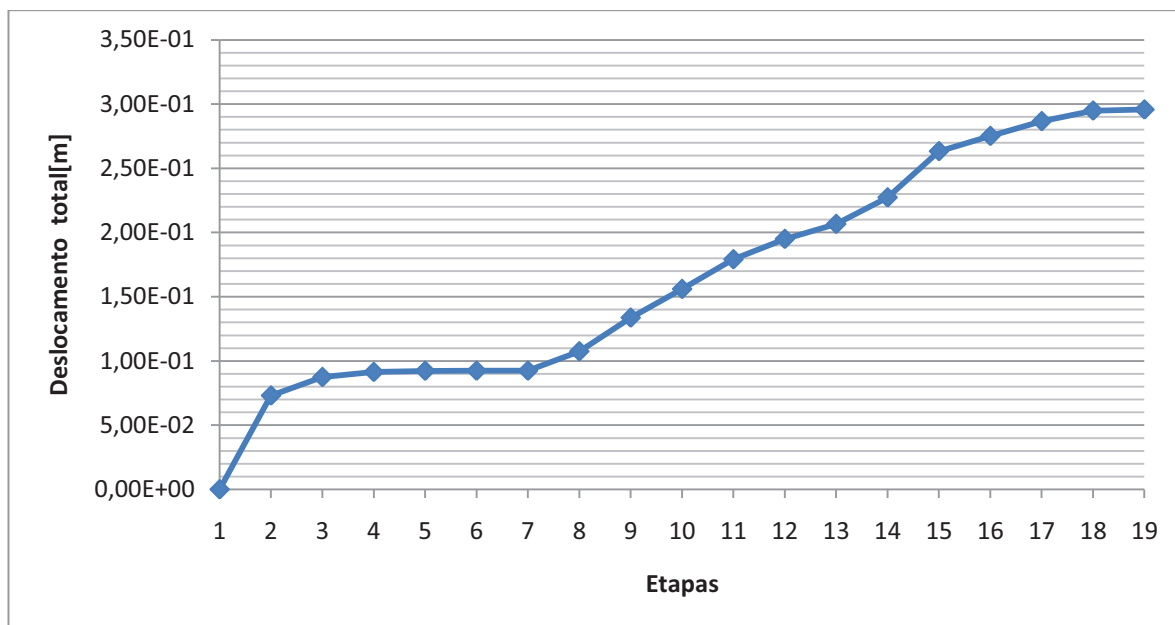


Gráfico 30 – Deformação do hasteal superior esquerdo no avanço da escavação em três secções distintas com aberturas no suporte primário.

Subtraindo a parcela da deformação não observada em obra obtém-se para o hasteal esquerdo uma deformação:

$$\partial_{real\ esq} = \partial_{19} - \partial_2 = 22\text{ cm} \quad (43)$$

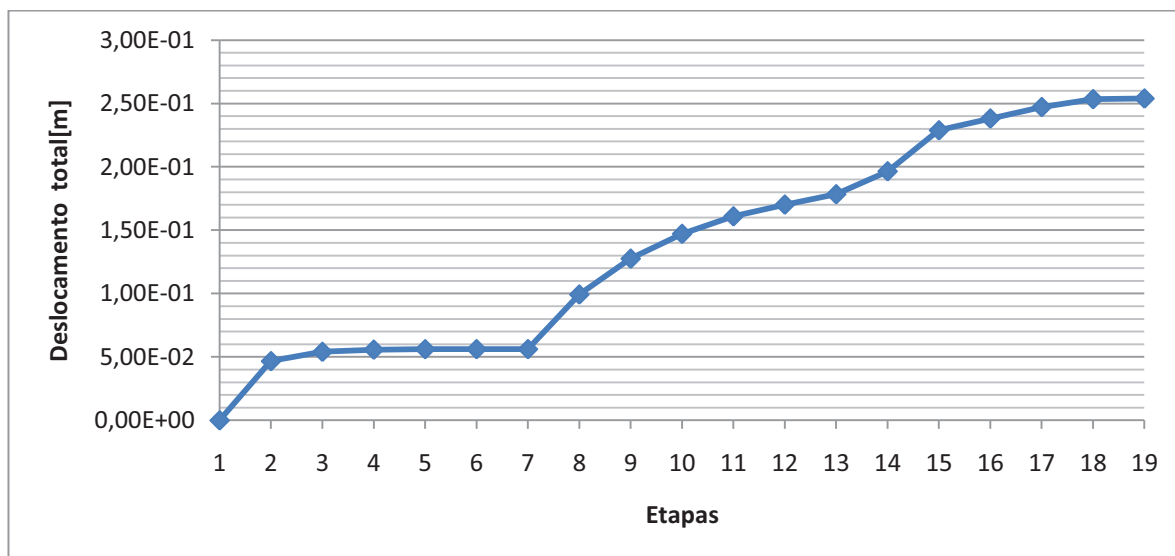


Gráfico 31 – Deformação do hasteal superior direito no avanço da escavação em três secções distintas com aberturas no suporte primário.

Subtraindo a parcela da deformação não observada em obra obtém-se para o hasteal direito uma deformação:

$$\partial_{real\ dir} = \partial_{19} - \partial_8 = 15,5\text{ cm} \quad (44)$$

A convergência real total observada na corda é de 37,5 cm.

Os valores do esforço axial e do momento flector instalados no betão projectado e nas cambotas são apresentados nos Gráficos 32 e 33.

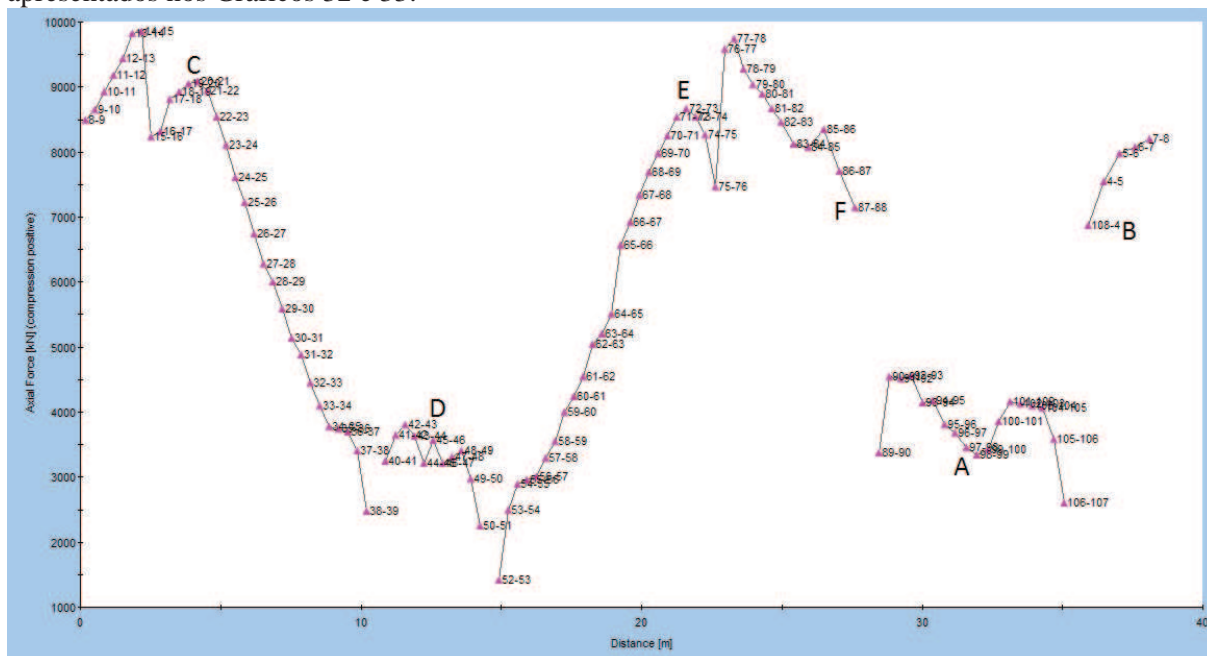


Gráfico 32 – Valores do esforço axial ao longo do suporte primário na fase referente ao final da escavação para avanços em três secções parciais com aberturas no suporte primário (imagem do programa Phase2).

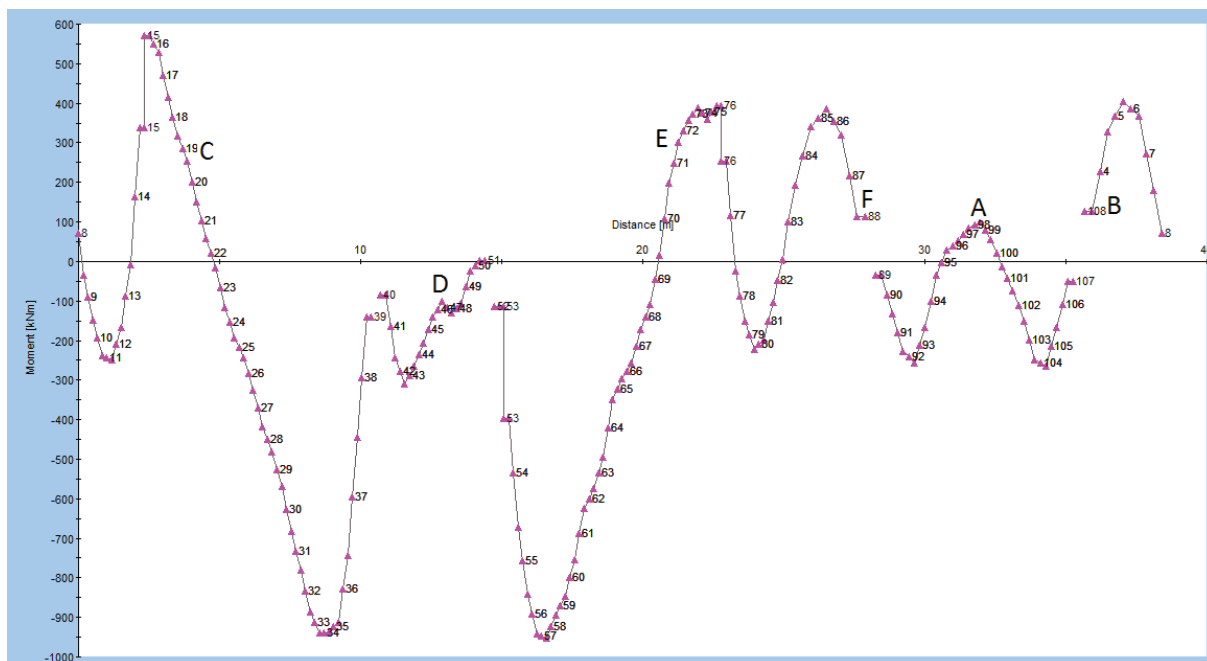


Gráfico 33 – Valores do momento flector ao longo do suporte primário na fase referente ao final da escavação para avanços em três secções parciais com aberturas no suporte primário (imagem do programa Phase2).

A plastificação nas pregagens e no maciço assim como o raio de plastificação são apresentados na Fig. 63.

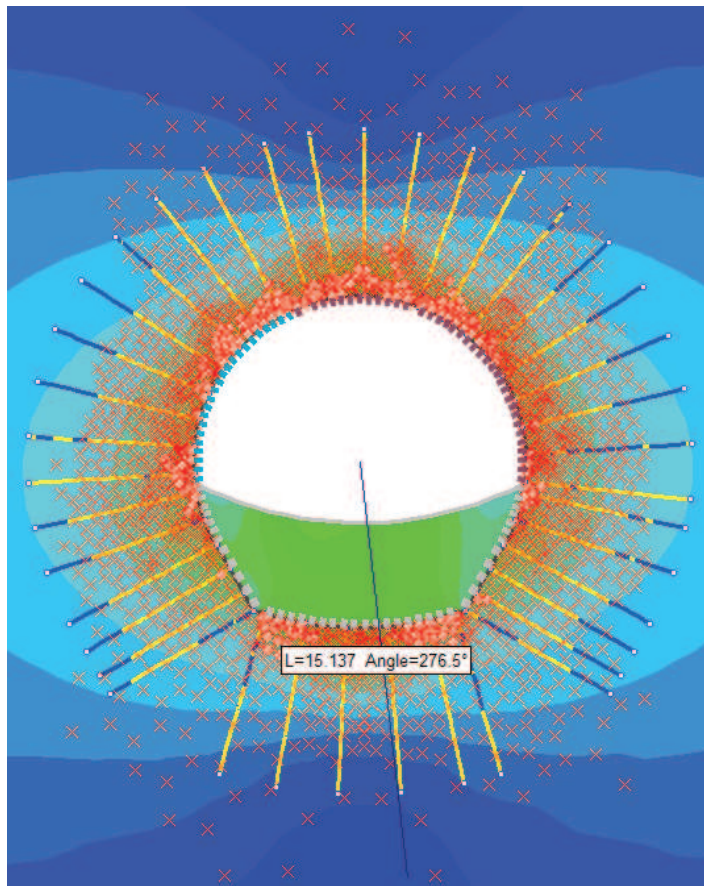


Fig. 63 – Zonas plastificadas nas pregagens (amarelo) e pontos plastificados do maciço (vermelho) na fase referente ao final da escavação para avanços em três secções parciais com aberturas no suporte primário (imagem do programa Phase2).

O valor máximo de esforço axial instalado no suporte constituído por betão projectado e cambotas é cerca de 10000 KN. Este valor é o mínimo obtido nas análises realizadas correspondendo a uma tensão de cerca de 50 Mpa no sistema de suporte (betão projectado e cambotas). Os picos negativos no diagrama de momentos flectores apresentam um valor máximo de cerca de 1000 KNm, valor próximo dos 900KNm obtidos na análise anterior, mas não se situam nos cantos da soleira tendo sido registados na zona da soleira próxima das aberturas.

O raio de plastificação tem cerca de 15 metros de diâmetro e as pregagens totalmente plastificadas encontram-se na zona da soleira e da abóbada. Foi feita uma análise aumentando o comprimento das pregagens na abóbada para 8,0 metros mas os resultados não se alteraram.

Apesar do valor da deformação obtida nesta solução, foi a primeira em que os valores dos esforços eram compatíveis com a resistência do suporte instalado. Para reduzir mais estes esforços seria necessário permitir uma grande deformação do túnel, comprometendo o seu funcionamento hidráulico ao ser provocado um grande estreitamento na zona desta secção.

Ainda que esta solução permita reduzir os esforços para valores aceitáveis, a convergência apresenta um valor muito elevado. Por esse motivo, foi fechado uma das aberturas da abóbada com o objectivo de controlar a convergência (Fig. 64).

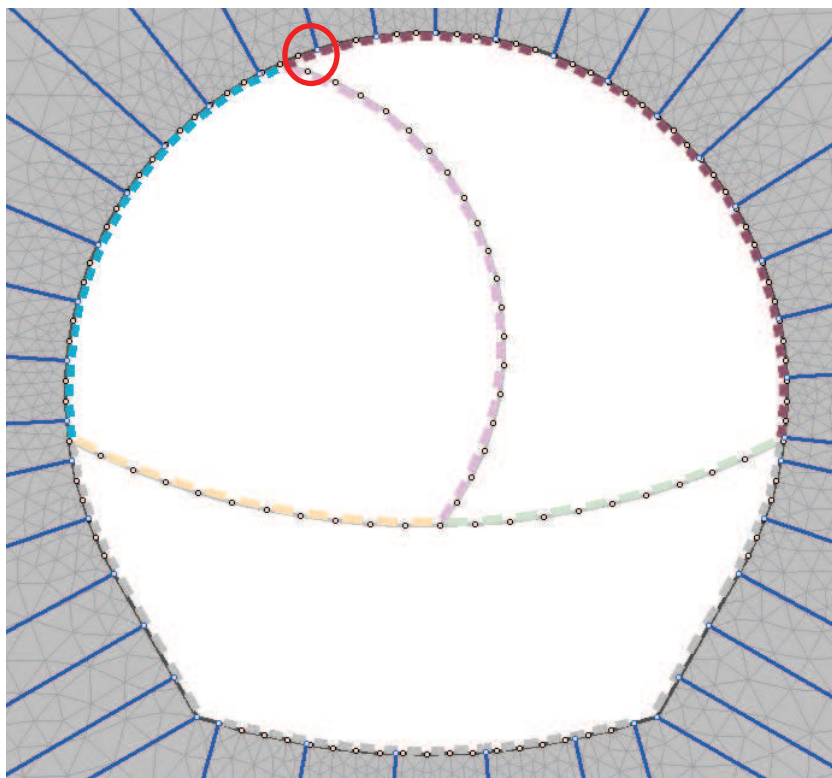
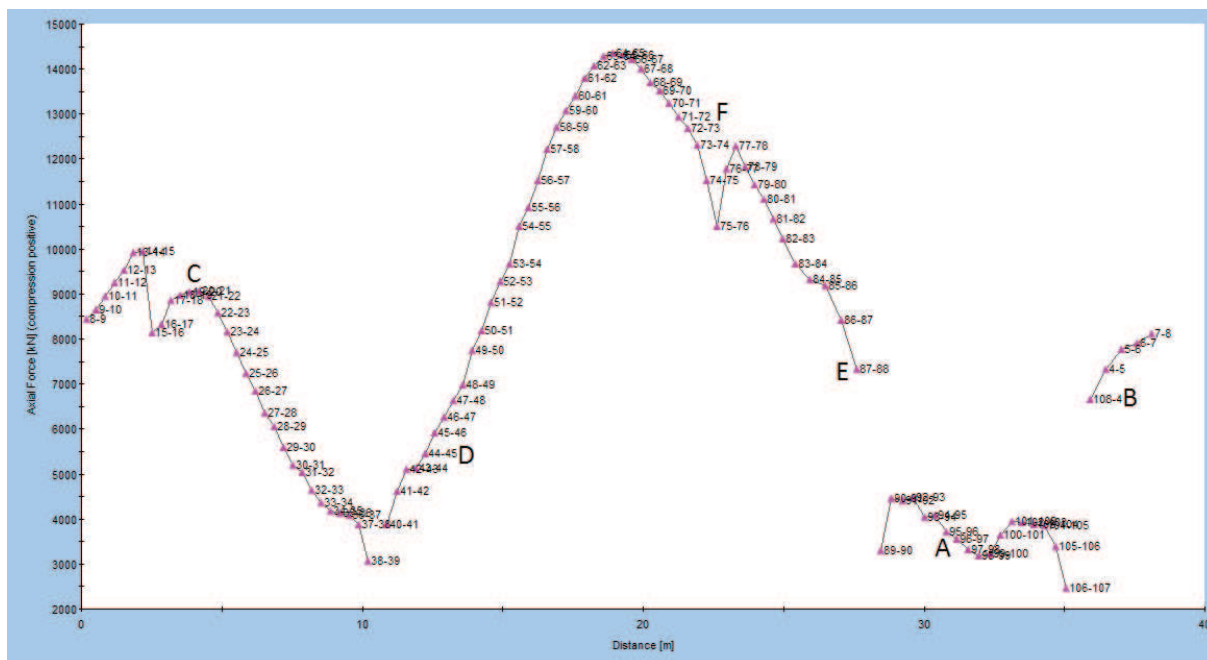


Fig. 64 – Tentativa de controlar a convergência do túnel tapando uma das aberturas do suporte primário (vermelho) (imagem do programa Phase2).

Para essa análise obteve-se um diagrama de esforço axial que é apresentado no Gráfico 34.



Como se pode verificar pelo Gráfico 33, o fecho de uma das aberturas da zona da abóbada provoca um aumento do valor máximo do diagrama de esforço axial de 5000 KN para 15000KN. Esse aumento é bastante significativo pelo que a solução que será adoptada incluiu quatro aberturas: duas nos cantos da soleira e duas na zona da abóbada.

No entanto, a convergência verificada de 37,5 cm é um valor bastante elevado que poderá influenciar o escoamento na restituição. Assim, propõe-se um aumento do diâmetro do túnel na zona da falha da Botica, para 12,50 metros de maneira a acomodar parte da convergência verificada durante a fase de construção.

O processo construtivo que apresentou melhores resultados e que será utilizado para estudar o efeito do fenómeno de “squeezing” será o de avanços em 3 secções parciais com 4 aberturas no suporte primário.

5.6. ESTUDO DA INFLUÊNCIA DO FENÓMENO “SQUEEZING” NUM PERÍODO POSTERIOR À OBRA

Como foi possível compreender pela análise do caso do túnel de restituição de Venda Nova II, o efeito do fenómeno “squeezing” faz-se sentir mesmo após a conclusão da obra. Foi observado que ao final de 2 anos ainda existiam deformações na zona da falha da botica que foram travadas pela construção de um anel de betão armado nessa zona.

Para estudar a influência do fenómeno “squeezing” num período posterior à obra no caso do projecto de Venda Nova III, foram utilizados os resultados extraídos do modelo de Venda Nova II no que se refere à redução das características do maciço em torno do túnel, após terminar a obra. Assim, foram adicionadas cinco fases ao modelo escolhido onde foram efectuadas as seguintes reduções de características (Fig. 65).

Stage	Young's Modulus	Poisson's Ratio	Compressive Strength	m (peak)	s (peak)	a (peak)	Dilation Parameter	m (residual)	s (residual)	a (residual)	Reset Yield
20	0.9	1	1	1	1	1	1	1	1	1	No
21	0.6	1	1	1	1	1	1	1	1	1	No
22	0.5	1	1	1	1	1	1	1	1	1	No
23	0.45	1	1	1	1	1	1	1	1	1	No
24	0.4	1	1	1	1	1	1	1	1	1	No

Fig. 65 – Coeficientes utilizados para reduzir as características do maciço em torno do túnel nas fases posteriores ao final da obra na secção em estudo (imagem do programa Phase2).

Esta redução de características resultou num aumento da deformação de todo o contorno do túnel. Existem duas zonas em que os valores das deformações se distinguem: a soleira e a abóbada apresentaram aumentos de deformações muito semelhantes que foram expostos no Gráfico 35, enquanto a zona dos hasteais apresentou deslocamentos inferiores aos da soleira e abóbada e podem ser lidos no Gráfico 36.

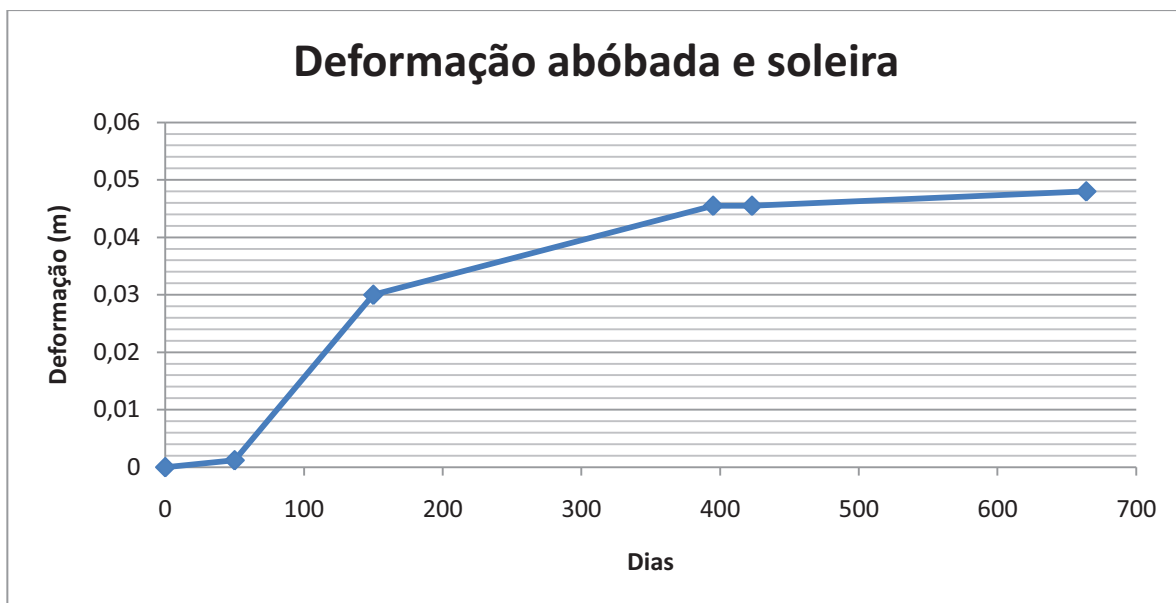


Gráfico 35 – Deformação da abóbada e soleira provocada pela redução de características do maciço em torno do túnel.

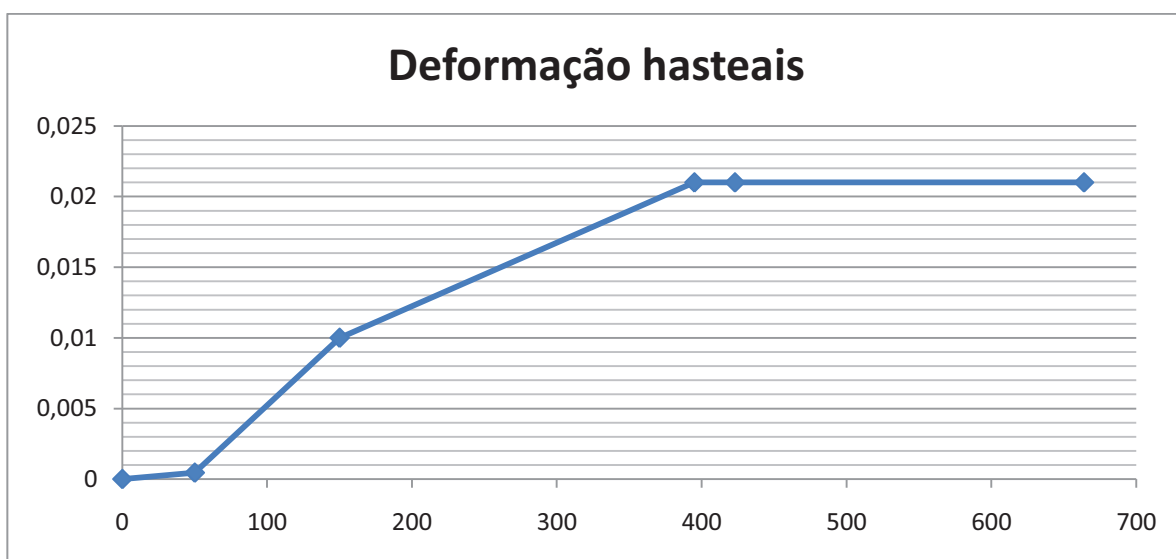


Gráfico 36 – Deformação da zona dos hasteais provocada pela redução de características do maciço em torno do túnel.

A deformação apresentada nos gráficos anteriores diz respeito à deformação verificada no final da escavação de todo o circuito hidráulico, altura em que será construído o suporte definitivo. Para analisar a deformação que deverá ser impedida pelo suporte definitivo é necessário extrapolar os resultados dos Gráficos 35 e 36 para um período de 50 anos (tempo de vida da obra). Os resultados dessa extrapolação são apresentados nos Gráficos 37 e 38.

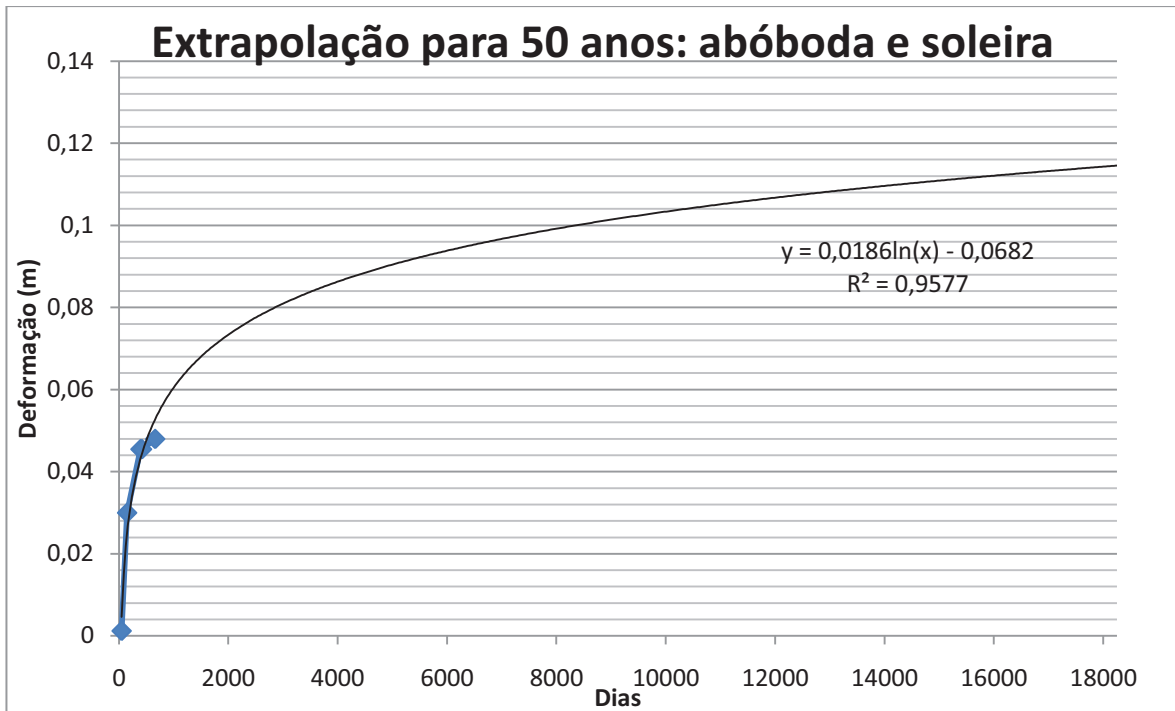


Gráfico 37 – Resultados da extrapolação para 50 anos da deformação resultante da redução de características do maciço em torno do túnel para as zonas da abóboda e soleira.

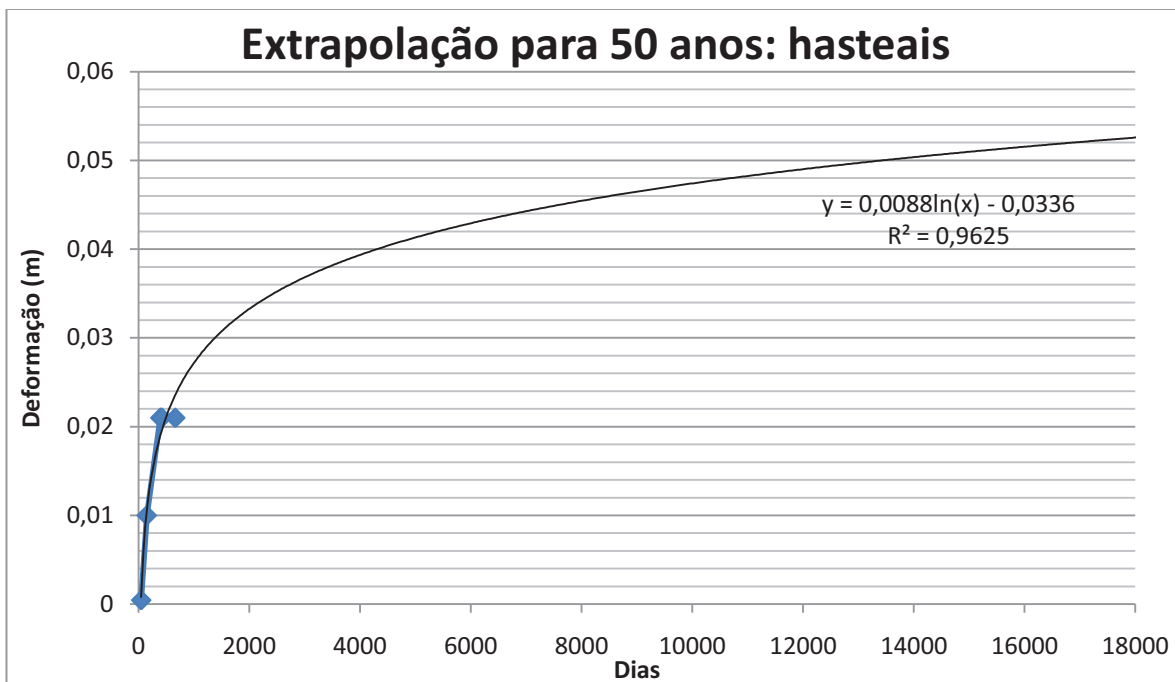


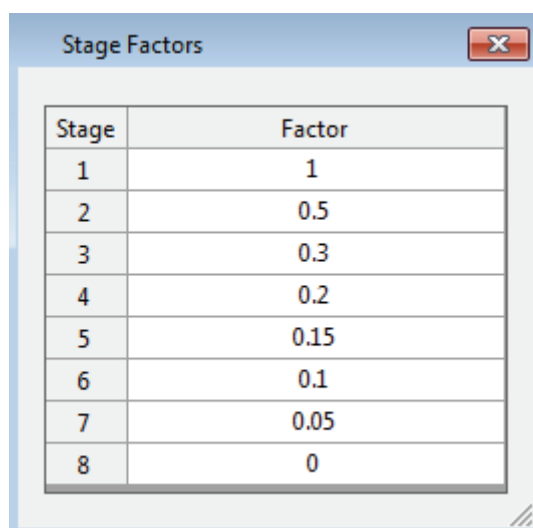
Gráfico 38 – Resultados da extrapolação para 50 anos da deformação resultante da redução de características do maciço em torno do túnel para a zona dos hasteais.

Assim, a deformação a ser impedida pelo suporte definitivo é a diferença entre a deformação ao final de 2 anos e a deformação extrapolada para os 50 anos. Para efeitos de dimensionamento é necessário transformar a deformação impedida em pressão do suporte necessária para equilibrar essa deformação.

Essa transformação requer a análise de um gráfico convergência-confinamento que traduza o comportamento do túnel e a relação entre a pressão do suporte e a deformação observada. Para cumprir esse requerimento, foi construído um modelo simplificado, circular (diâmetro 12 metros), do túnel de restituição do circuito hidráulico de Venda Nova III, em que foram aplicadas pressões internas que equilibram as pressões exteriores, sendo progressivamente reduzidas, o que permite traçar o gráfico convergência-confinamento necessário após leitura das deformações.

O modelo foi construído com uma geometria circular uma vez que essa foi a geometria adoptada para a construção do suporte definitivo. O estudo do projecto de Venda Nova II não se limitou ao estudo dos efeitos do fenómeno “squeezing” nesse túnel, mas também se procurou perceber os maiores problemas associados à construção de túneis em maciços com esse tipo de comportamentos e quais as soluções utilizadas para superar esses problemas. Assim, foi possível perceber que a escolha de um suporte definitivo com geometria circular, ao invés de respeitar a geometria de escavação em forma de ferradura, apresenta vantagens no controlo dos esforços actuantes no suporte definitivo. Ao eliminar os cantos da soleira, impedem-se grandes concentrações de esforços e momentos negativos que necessitariam de enormes quantidades de armadura. Além disso, a forma circular permite um melhor equilíbrio de esforços por todo o contorno e uma disposição da armadura simplificada que permite acelerar o processo construtivo. Neste caso considerou-se que os cantos da soleira foram betonados, no entanto, não são incluídos no cálculo nem é introduzida qualquer armadura.

A redução da pressão interna utilizada no modelo simplificado é apresentada na Fig. 66.



Stage	Factor
1	1
2	0.5
3	0.3
4	0.2
5	0.15
6	0.1
7	0.05
8	0

Fig. 66 – Redução da pressão interna que equilibra o túnel no modelo simplificado (imagem do programa Phase2).

As deformações resultantes deste modelo foram separadas para analisar separadamente o comportamento da abóbada e soleira e dos hasteais. Desta forma foram preparados os Gráficos 39 e 40 que representam o aumento da deformação em relação à redução de pressão interna.

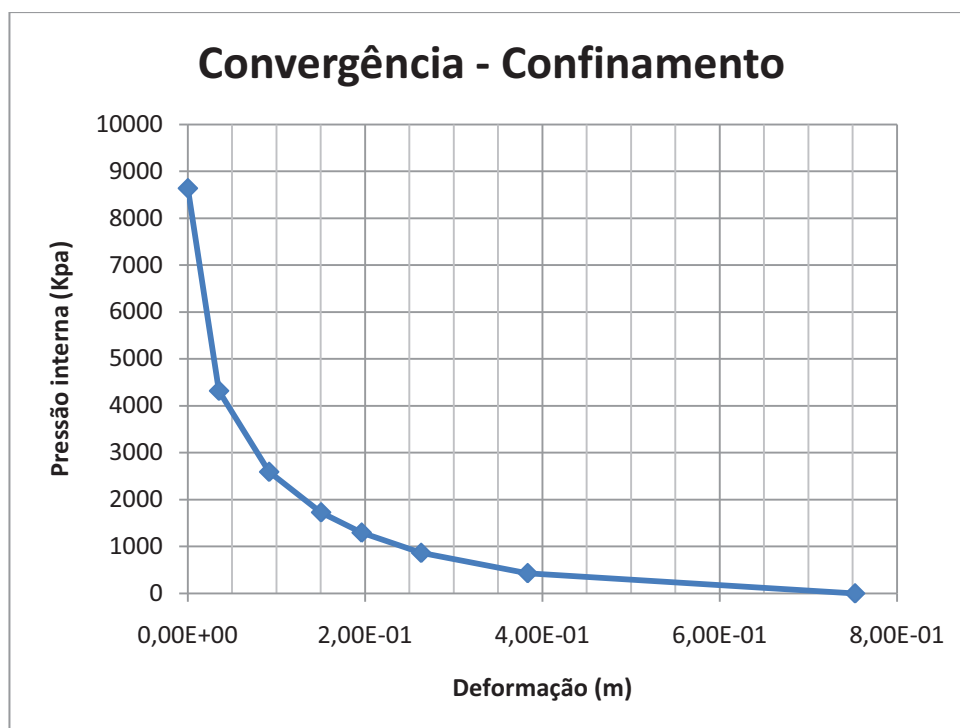


Gráfico 39 – Gráfico convergência – confinamento para a zona da abóbada e soleira.

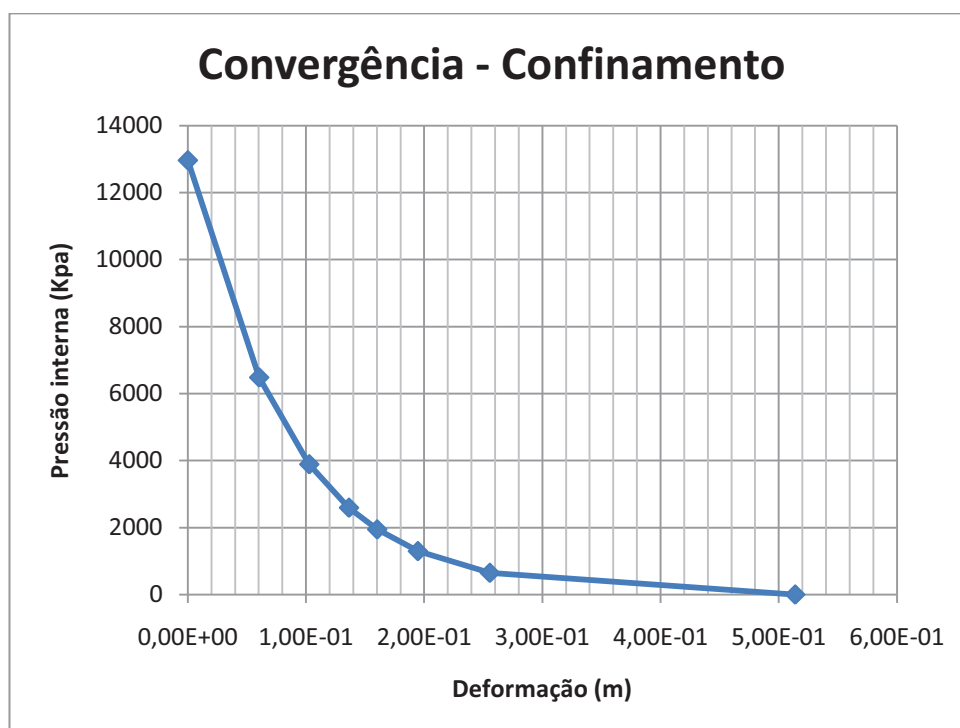


Gráfico 40 – Gráfico convergência – confinamento para a zona dos hasteais.

Cruzando a informação obtida nos Gráficos 37 e 38 com a dos Gráficos 39 e 40 é possível determinar qual a pressão necessária no suporte definitivo na zona da abóbada e soleira e na zona dos hasteais. No Quadro 13 foram reunidas as informações referentes ao cruzamento de informação dos gráficos.

Quadro 13 – Informações referentes ao cruzamento de informações entre os Gráficos 37 e 38 e os Gráficos 39 e 40 obtendo dessa foram a pressão necessária no suporte definitivo.

	Conv. ao fim de 2 anos (m)	Conv. ao fim de 50 anos (m)	Pressão ao fim de 2 anos (Kpa)	Pressão ao fim de 50 anos (Kpa)	Pressão necessária no suporte (Kpa)
Soleira e abóboda	0,05	0,11	4000	2500	1500
Hasteais	0,02	0,05	11000	7500	3500

A pressão necessária no suporte foi utilizada num modelo construído no programa SAP2000 como solicitação para se proceder ao dimensionamento da secção do suporte definitivo.

5.7. DIMENSIONAMENTO DO SUPORTE DEFINITIVO A APLICAR NA ZONA DA FALHA DA BOTICA

5.7.1. CONSTRUÇÃO DO MODELO NO PROGRAMA SAP2000

Para se poder dimensionar a secção necessária para o suporte definitivo foi necessário analisar os esforços resultantes da aplicação da pressão definida no Quadro 13. Foi construído um modelo no programa SAP2000 com as seguintes características:

- Geometria circular com diâmetro 12 metros (justificação para escolha da geometria no ponto 5.6.;
- A pressão máxima de 3500Kpa foi verificada na zona a meia altura (hasteais) e a pressão mínima 1500Kpa foi verificada no ponto mais alto da abóboda e no ponto mais baixo da soleira. Deste modo a pressão no modelo foi introduzida de maneira a aumentar linearmente desde o valor de 1500Kpa nos pontos referidos da abóboda e soleira até atingir o valor de 3500Kpa na zona a meia altura (Fig. 67);

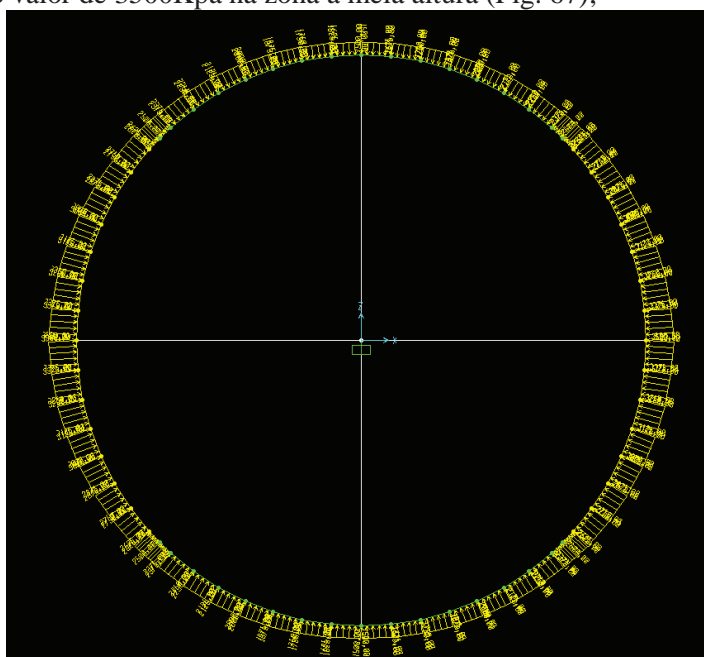


Fig. 67 – Solicitação imposta no modelo construído no SAP2000 (imagem do programa SAP2000).

- A secção do suporte definitivo foi inicialmente determinada através de um pré-dimensionamento:

$$b_{\text{pré-dimensionamento}} = 10\%v\tilde{a}o = 1,2 \text{ metros} \quad (45)$$

- Os apoios do modelo foram escolhidos através da construção e teste de um modelo simplificado que pode ser consultado nos anexos;
- Admitiu-se que o betão utilizado seria da classe C30/37.

5.7.2. RESULTADOS DO MODELO

O modelo construído no programa SAP2000 tinha como único objectivo a obtenção dos esforços necessários para realizar o dimensionamento da secção do suporte definitivo. Apresentam-se nas Fig. 68, 69 e 70 os diagramas relativos ao esforço axial, momento flector e esforço transversal respectivamente.

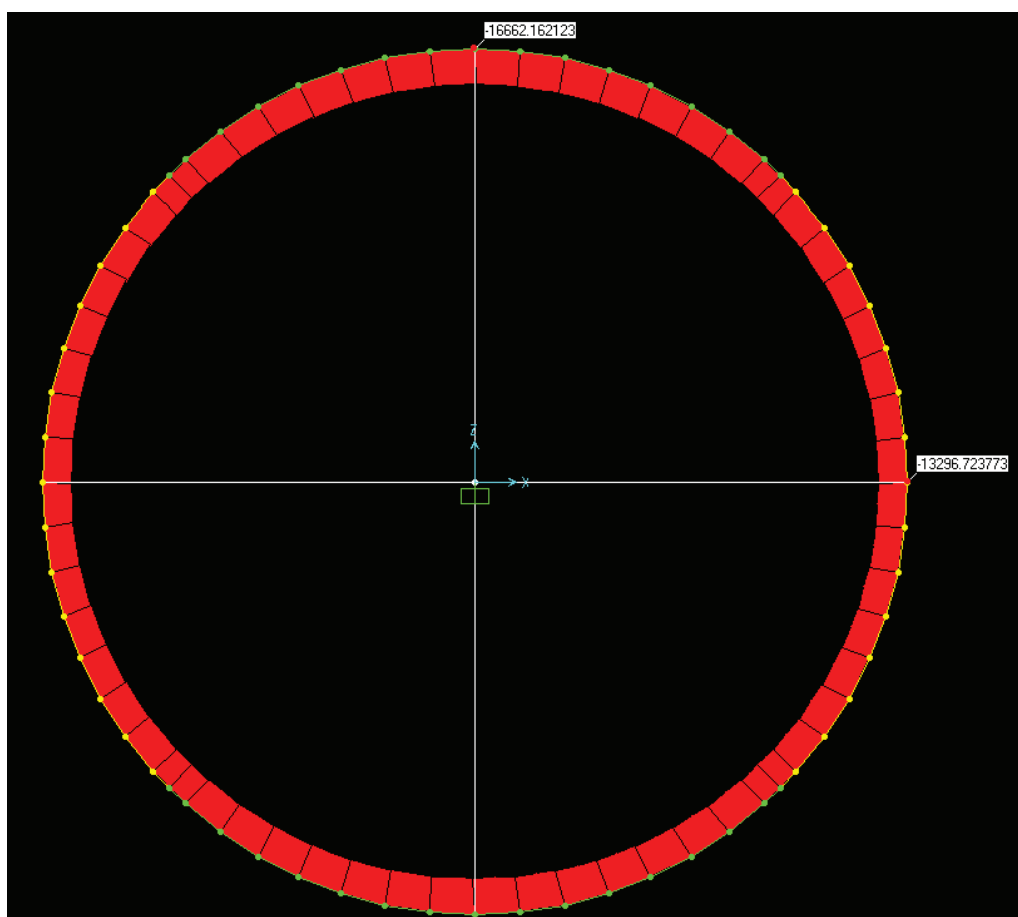


Fig. 68 – Diagrama de esforço axial na secção do suporte definitivo. O valor máximo verifica-se na zona da abóbada (16662 KN) diminuindo até atingir o valor a meia altura de 13296 KN (imagem do programa SAP2000).

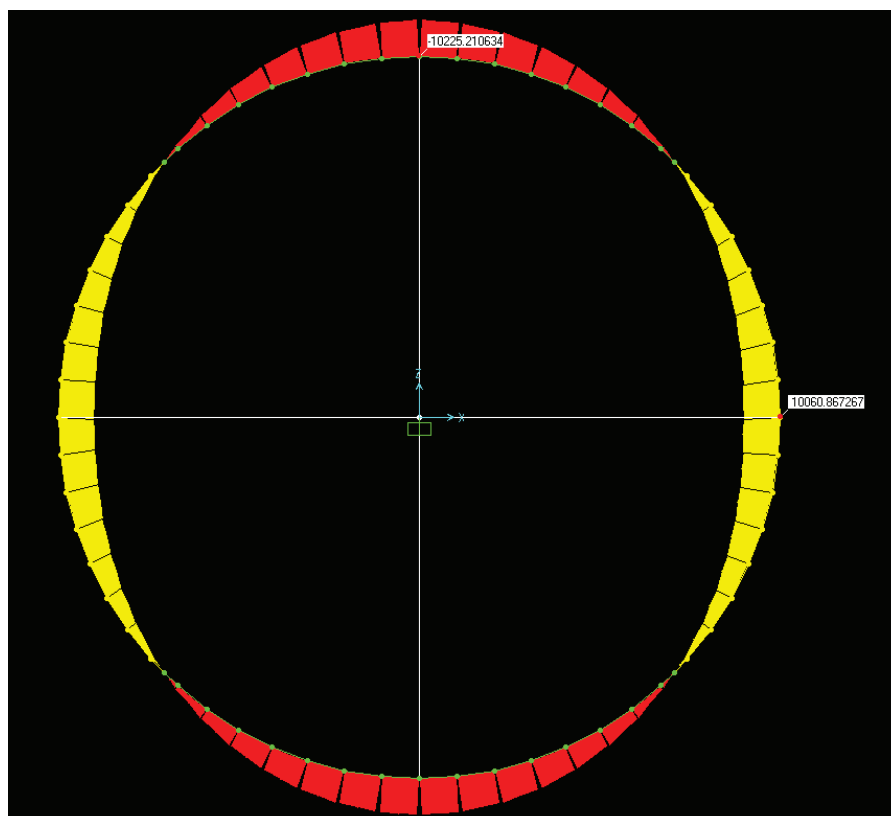


Fig. 69 – Diagrama de momento flector na secção do suporte definitivo. O valor máximo verifica-se na zona da abóbada e corresponde a um momento negativo de valor 10225 KNm. O máximo valor positivo verifica-se a meia altura com 10060 KNm (imagem do programa SAP2000).

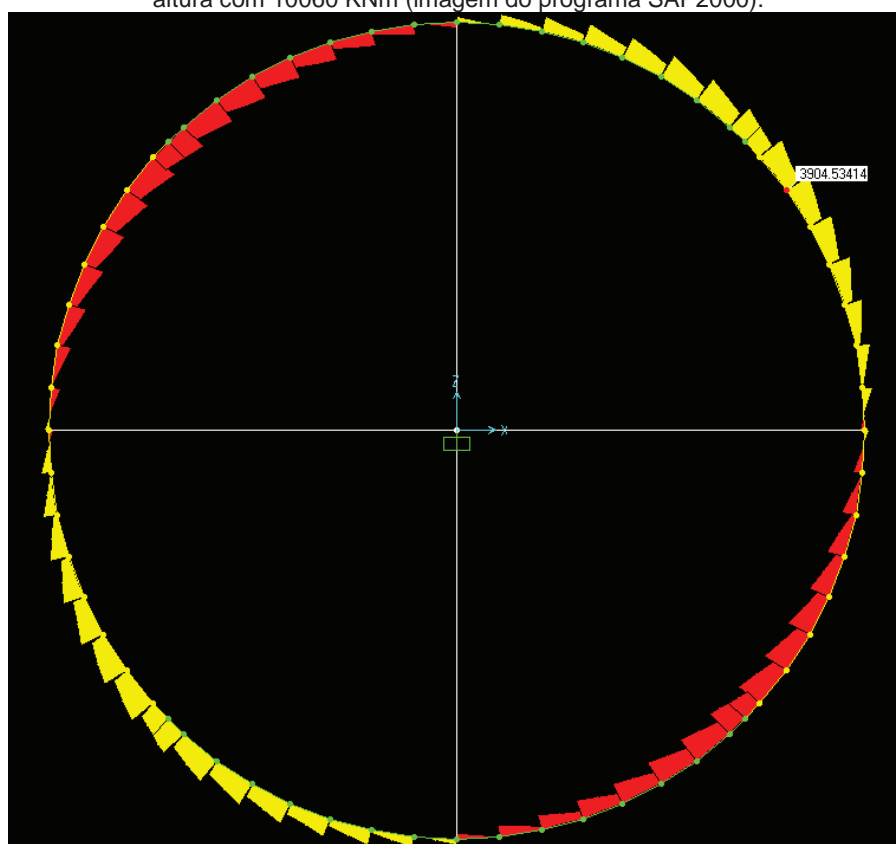


Fig. 70 – Diagrama de esforço transverso na secção do suporte definitivo. O valor máximo atinge 3904 KN (imagem do programa SAP2000).

5.7.3. DIMENSIONAMENTO DA SECÇÃO DO SUPORTE DEFINITIVO NA ZONA DA FALHA DA BOTICA

Neste dimensionamento foi utilizado aço da classe A500.

5.7.3.1. Armadura longitudinal da secção

Para o cálculo da armadura longitudinal da secção foram utilizados os esforços máximos obtidos dos diagramas de esforço axial e momento flector, ou seja, os esforços observados na zona da abóbada. Estes esforços foram majorados pelo coeficiente 1,5:

$$N_{sd} = 16662,2 \times 1,5 = 25000 \text{ KN/m} \quad (46)$$

$$M_{sd} = 10225,2 \times 1,5 = 15338 \text{ KNm/m} \quad (47)$$

A análise será feita com auxílio das tabelas e ábacos de dimensionamento de acordo com o Eurocódigo 2 [28]. Assim,

$$\nu = \frac{N_{Rd}}{bh f_{cd}} = \frac{25000}{1 \times 1,2 \times \frac{30 \times 10^3}{1,5}} = 1,04 \quad (48)$$

$$\mu = \frac{M_{Rd}}{bh^2 f_{cd}} = \frac{15338}{1 \times 1,2^2 \times \frac{30 \times 10^3}{1,5}} = 0,53 \quad (49)$$

e, consultando a tabela 3, tem-se $\varpi = 0,149$, logo,

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{bh f_{cd}} \Leftrightarrow 0,149 = \frac{A_s \frac{500 \times 10^3}{1,15}}{1 \times 1,2 \times \frac{30 \times 10^3}{1,5}} \Leftrightarrow A_s = 82 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (50)$$

A tabela 3 corresponde a uma solução em que a armadura total é dividida em iguais quantidades pela zona interior e exterior da secção. Optando pela utilização de varões $\phi 25$ obteve-se uma solução com varões $\phi 25$ espaçados de 10 cm na face interior e exterior do túnel.

5.7.3.2. Armadura para esforço transversal

Para efeitos de dimensionamento foi utilizado o valor máximo observado no diagrama de esforço transversal com valor 4000 KN. Assim,

$$V_{sd} = 4000 \times 1,5 = 6000 \text{ KN/m} \quad (51)$$

A verificação da necessidade de utilização de armadura para esforço transversal pode ser realizada consultando o ponto 6.2.2 do Eurocódigo 2 [29]:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \quad (52)$$

Onde,

$V_{Rd,c}$ - Resistência ao esforço transversal sem utilização de armadura;

$C_{Rd,c} = 0,12$;

$k = 2,0$;

$\rho_l = 0,02$;

$f_{ck} = 30 \times 10^3 \text{ Kpa}$;

$k_1 = 0,15$;

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c = 25000/1,2$;

$b_w = 1,0 \text{ m}$

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 1,2.$$

O valor da expressão apresentada não pode ser inferior a:

$$V_{Rd,c} = (0,035 \times k^{2/3} \times f_{ck}^{1/2} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (53)$$

O valor máximo da resistência da secção do suporte definitivo sem utilização de armadura de esforço transversal, dada pelo maior resultado das duas expressões apresentadas para o cálculo do $V_{Rd,c}$, é de 3393,5 KN/m, insuficiente para resistir ao esforço de cálculo V_{sd} .

Assim, foi necessário determinar a armadura de esforço transversal necessária para resistir ao esforço actuante. A armadura foi dimensionada com estribos verticais com uma $\cot \theta = 2,0$.

O cálculo de verificação das escoras de betão é apresentado:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad (54)$$

Onde,

$V_{Rd,max}$ - Esforço máximo suportado pelas escoras de betão;

α_{cw} - Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido. No caso em estudo não foi aplicado pré-esforço, no entanto, a solicitação axial da secção provoca uma tensão semelhante ao valor de f_{cd} do betão utilizado. Por esse motivo, foi assumido um valor de 2,5 para α_{cw} ;

$$b_w = 1,0 \text{ m};$$

$$z = 0,9 \times d = 0,9 \times 0,9 \times 1,2 = 0,972;$$

v_1 - Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal = $0,6 [1 - f_{ck} / 250] = 0,552$;

$$\cot \theta = 2,0;$$

$$\tan \theta = 1 / 2,0.$$

O valor de $V_{Rd,max}$ obtido foi de 10730 KN/m, superior ao valor de cálculo de esforço transversal. Feita a verificação da capacidade das escoras de betão foi possível avançar com o dimensionamento dos estribos verticais através da expressão:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad (55)$$

Onde,

$V_{Rd,s}$ - Esforço transversal resistente = 6000 KN/m;

A_{sw} - Área da secção transversal das armaduras de esforço transversal;

s - Espaçamento dos estribos;

f_{ywd} - valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal = 435×10^3 Kpa

Obteve-se uma armadura necessária para resistir ao esforço transversal:

$$\frac{A_{sw}}{s} = 42 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad (56)$$

Utilizando estribos de 2 ramos com $\phi 12$ obteve-se uma solução com espaçamento de 5cm entre varões.

5.7.3.3. Verificação da fendilhação

A armadura longitudinal do túnel, será dimensionada limitando a abertura de fendas a $w_k=0,3$ mm, através da utilização de varões $\phi 16$. Esta solução prevê um limite da tensão no aço, através dos quadros utilizados para controlo da fendilhação sem cálculo directo [29], de 240 Mpa.

A definição da armadura mínima que verifica estes condicionamentos é dada pela expressão:

$$A_{s,min}\sigma_s = k_c k_{fct,eff} A_{ct} \quad (57)$$

Onde,

$A_{s,min}$ – Armadura mínima para controlo da fendilhação;

σ_s – Tensão limite para controlo da fendilhação = 240 Mpa;

k_c – Coeficiente que tem em conta a distribuição de tensões na secção, imediatamente antes da fendilhação e da variação do braço do binário = 1,0;

k – Coeficiente que considera o efeito das tensões não uniformes auto-equilibradas, de que resulta uma redução dos esforços de coacção = 0,65;

$f_{ct,eff}$ – Valor médio da resistência do betão à tracção à data em que se prevê que se possam formar as primeiras falhas = $f_{ctm} = 2,9$ Mpa;

A_{ct} – Área de betão traccionado = $A_{anel \text{ de betão}} = 21,49 \text{ m}^2$.

Assim, obteve-se uma área de aço $A_{s,min} = 0,1688 \text{ m}^2 = 1688 \text{ cm}^2$.

Esta área de aço será distribuída pelo contorno interior e exterior do anel de betão, pelo que foram utilizados no cálculo 844 cm^2 em cada face do anel.

5.7.3.3.1. Verificação da fendilhação na face exterior do anel de betão

O perímetro exterior é de 37,70 metros. Obteve-se assim a seguinte distribuição de armadura:

$$\frac{844}{37,70} = 22,4 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (58)$$

Utilizando varões $\phi 16$ obteve-se uma solução com espaçamento de 9 cm entre varões.

5.7.3.3.2. Verificação da fendilhação na face interior do anel de betão

O perímetro exterior é de 33,9 metros. Obteve-se assim a seguinte distribuição de armadura:

$$\frac{844}{33,9} = 24,9 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (59)$$

Utilizando varões $\phi 16$ obteve-se uma solução com espaçamento de 8 cm entre varões.

As diferentes soluções calculadas para as armaduras foram sumariadas no Quadro 14.

Quadro 14 – Sumário das armaduras calculadas.

Armadura de flexão na secção transversal do túnel	Armadura de esforço transverso	Armadura de fendilhação na secção longitudinal do túnel	
		Cont. Exterior	Cont. Interior
$\phi 25 // 0,10$	$\phi 12 // 0,05$	$\phi 16 // 0,09$	$\phi 16 // 0,08$

6

CONCLUSÃO

6.1. CONCLUSÕES GERAIS

Após superar as dificuldades inerentes à construção de um modelo de um túnel de grande vão, num programa de cálculo em elementos finitos, incluindo a análise do faseamento construtivo (avanços da frente, instalação do suporte, escavação diferida) e a modelação do fenómeno “squeezing”, conclui-se que as metodologias utilizadas, assim como as simplificações assumidas, tornam a abordagem utilizada adequada ao ambiente de projecto.

Apesar de o trabalho ter incidido na análise de um estado de tensão com uma relação entre a tensão horizontal e a tensão vertical de 1,5, não tendo sido feito um estudo variando o valor desta relação, existem algumas considerações que podem fazer-se numa perspectiva mais geral.

O estudo do caso de Venda Nova II possibilitou ao autor adquirir um conhecimento mais exacto do comportamento dos maciços quando sujeitos a fenómenos de “squeezing” e das hipóteses de modelação possíveis deste problema.

As previsões dos problemas devidos ao fenómeno de “squeezing” apresentada no ponto 3.4.2., assim como a as soluções previstas no ponto 3.4.4, demonstraram-se ferramentas úteis do ponto de vista do pré-dimensionamento no caso do túnel de restituição do circuito hidráulico de Venda Nova III e da definição da solução construtiva a adoptar.

Quando se verificam problemas de “squeezing” severos como os observados, em que as convergências estão entre os 2,5% e os 5%, em situações de construção de túneis de grande vão, o controlo destas convergências não deve ser feito através da utilização de suportes muito rígidos instalados junto à frente de escavação. As tentativas de modelação com este tipo de sistemas de suporte demonstraram que os esforços observados atingem valores inacceptáveis. Com a realização deste trabalho foi possível compreender que a aplicação de sistemas de suporte com juntas deslizantes nas cambotas, ou aberturas no caso do betão projectado, permite um melhor controlo da convergência ao ser possível definir o instante em que entram em carga, sem comprometer a segurança dos trabalhadores na frente de escavação. Os esforços verificados neste tipo de solução não provocam o desenvolvimento de tensões tão elevadas como as verificadas no caso de suportes rígidos (fechados).

No caso mais específico de Venda Nova III, na zona da falha da Botica, são esperadas convergências no modelo na ordem dos 37,5 cm pelo que é sugerido um aumento do diâmetro do túnel nesta zona, de maneira a acomodar a convergência verificada e a espessura da secção em betão armado construída como suporte definitivo (1,2 m), para evitar estrangulamentos significativos do escoamento da restituição. Sugere-se um aumento para 12,5 metros do diâmetro da escavação.

O efeito da relação entre a tensão horizontal e a tensão vertical influencia o resultado do dimensionamento do suporte secundário, uma vez que as diferenças entre a pressão prevista para os hastes e para a zona da abóboda e soleira, provocadas pelo impedimento da deformação prevista para o fenómeno de “squeezing”, dependem dessa relação.

O dimensionamento do suporte secundário foi realizado supondo que toda a convergência resultante do fenómeno “squeezing” seria controlada. No entanto, caso a solução do dimensionamento não seja economicamente viável, é possível prever um atraso na instalação desse suporte, aumentando a convergência verificada na obra mas diminuindo as pressões no anel de betão.

6.2. RECOMENDAÇÕES

Recomenda-se que seja feita uma comparação entre a informação produzida pela análise computacional e as medições das mesmas grandezas observadas em obra, para desta forma se comprovar a fiabilidade dos resultados obtidos.

Sugere-se que seja analisada a influência do estado de tensão e da relação entre a tensão horizontal e a tensão vertical, no comportamento do maciço com problemas de “squeezing”.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Matos, A., *Critérios para o dimensionamento estrutural de túneis*. Apontamentos de apoio às aulas teóricas da disciplina de Obras Subterrâneas do Mestrado Integrado em Engenharia Civil, 2008/09.
- [2] Mahtab, M., Grasso, P., *Geomechanics Principles in the Design of Tunnels and Caverns in Rock*. GEODATA, Turin, 1992.
- [3] Jimenco, C., Méndez, B. “*Excavación com minadores*”. Manual de túneles y obras subterrâneas, Ed. C. López Jimeno, Entorno Grafico, S. L. Madrid, 1997.
- [4] Hoek, E., blasting damage in rock. In *Practical Rock Engineerin*, 2007.
- [5] Hoek, E., tunnels in weak rock. In *Practical Rock Engineerin*, 2007.
- [6] Bastos, M. *A Geotecnia na Conceção, Projecto e Execução de Túneis em Maciços Rochosos*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, 1998.
- [7] Jimenco, C., Méndez, B. *Classificación de los terrenos según su excavabilidad*. Entorno Grafico, Ed. C. López Jimeno, S. L. Madrid, 1997.
- [8] http://commons.wikimedia.org/wiki/File:TBM_S-210_Alptransit_Faido_East.jpg
- [9] Hoek, E., Brown, E. *Underground Excavations in Rock*. Institution of Mining and Metallurgy, London, 1990.
- [10] Hoek, E., *When is a design in rock engineering acceptable?*. Proceedings of the World Tunnel Congress 98 on Tunnels and Metropolises. São Paulo, 1998.
- [11] Hoek, E., et al., *Support of Underground Excavations in Hard Rock*. A. A. Balkema, Rotterdam, 1995.
- [12] Tamames, B. *Sostenimiento con bulones*. Manual de túneles y obras subterrâneas, Ed. C. López Jimeno, Entorno Gráfico, S. L. Madrid, 1997.
- [13] *INGEOPRESS*. Nº 44. Novembro de 1996. Entorno Gráfico, S.L. Madrid.
- [14] Vargas, F. *Sostenimiento con entibación metálica*. Manual de túneles y obras subterrâneas, Ed. C. López Jimeno, Entorno Grafico, S. L. Madrid, 1997.
- [15] Puebla, S., *Revestimiento con hormigón y dovelas*. Manual de túneles y obras subterrâneas, Ed. C. López Jimeno, Entorno Grafico, S. L. Madrid, 1997.
- [16] Hoek, E., rock mass properties. In *Practical Rock Engineerin*, 2007.
- [17] Jorge, R., Dinis, L. *Teoria da Plasticidade*. Departamento de Engenharia Mecânica e Gestão Industrial, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, 2004/05.
- [18] Hoek, E., *Big Tunnels In Bad Rock 2000 Terzaghi Lecture*. ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 09/09/2001.
- [19] Hoek, E., Marinos, P. *Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses*. Tunnels and Tunnelling International, 2000.
- [20] Neiva, J., et al., *Características Geológico-Geotécnicas do Maciço Rochoso do Circuito Hidráulico do Empreendimento de Venda Nova II*.
- [21] *Venda Nova III Reforço de Potência do Aproveitamento de Venda Nova*. Aditamento ao projecto, estudos de especialidade e elementos complementares, 03/2009.

- [22] Empreendimento Venda Nova II – Projecto de Execução, *Relatório de caracterização geológico-geotécnico e contenção das obras subterrâneas*, Túnel de restituição, Pk1369,5 – 922.
- [23] Bieniawski, Z., *Classification of Rock Masses for Engineering: The RMR System and Future Trends*. Pennsylvania State University, PA, USA.
- [24] Marinos, P., Hoek, E. *GSI: A Geologically Friendly Tool for Rock Mass Strength Estimation*.
- [25] *3D Tunnel Simulation using material softening*, Phase2 tutorial.
- [26] *Cuadros Metálicos de Entibación*, tedsa técnicas de entibación.s.a.
- [27] *Liner with sliding gap*, Phase2 tutorial.
- [28] Barros, H., Figueiras, J., *Secções à flexão e esforços axiais*, tabelas e ábacos de dimensionamento de acordo com o Eurocódigo 2, 2007.
- [29] *Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. EN 1992-1-1.*: Comité Europeu para a Normalização (CEN), 2004.

ANEXOS

A1. VALIDAÇÃO DA FERRAMENTA DE CÁLCULO PHASE2

A2. VALIDAÇÃO DA FERRAMENTA DE CÁLCULO SAP2000

A3. EMAIL DA ROCSCIENCE

NOTA PRÉVIA

O desenvolvimento da componente geotécnica do problema estudado durante este trabalho foi realizado com recurso ao programa de cálculo Phase2 na sua versão 7.0. Este programa foi escolhido pelo autor uma vez que já se sentia familiarizado com a interface, e as ferramentas disponíveis possibilitarem a implementação dos procedimentos apresentados de forma eficiente.

Serão brevemente descritas as comparações feitas entre um modelo simplificado e a análise analítica feita com base nos pressupostos expostos no ponto 3.3. Foi analisado o comportamento em regime elástico e em regime elasto-plástico.

Neste capítulo será feita uma análise simplificada da construção do modelo estrutural no programa SAP2000 comparando os resultados do modelo com a fórmula da teoria das peças plásticas [X].

O email enviado pela rocscience aconselhando as abordagens que deveriam ser feitas para modelar o fenómeno “squeezing” e o avanço da escavação foi adicionado aos anexos para consulta.

A1. VALIDAÇÃO DA FERRAMENTA DE CÁLCULO PHASE2

ANÁLISE ELÁSTICA

CARACTERÍSTICAS DO MODELO

Para comparar os resultados obtidos através do programa Phase2 com os resultados da solução analítica, foi construído um modelo com as seguintes características:

- Escavação com geometria circular (raio 4 metros);
- Estado de tensão inicial: estado de tensão horizontal e vertical igual e de valor 5400 Kpa.
- As características do maciço rochoso foram definidas com utilização do programa RocLab e os valores utilizados são apresentados no Quadro A1:

Quadro A1 – Características do maciço utilizadas na análise.

σ_c (Mpa)	250
m	2.9588
s	0.002333
E (Mpa)	18154.8
v	0.2
m_r	2.9588
s_r	0.002333
γ_r (KN/m ³)	0.027
p_o (Mpa)	5.4
r_i (m)	4

As características apresentadas a cinzento não foram valores introduzidos com base nos resultados apresentados pelo programa RocLab.

- A pressão do suporte é simulada utilizando pressões uniformes radiais p_i na zona interna do túnel (Fig. A1). Essa pressão foi reduzida com o decorrer das fases e os factores utilizados nessa redução são apresentados na Fig. A2.

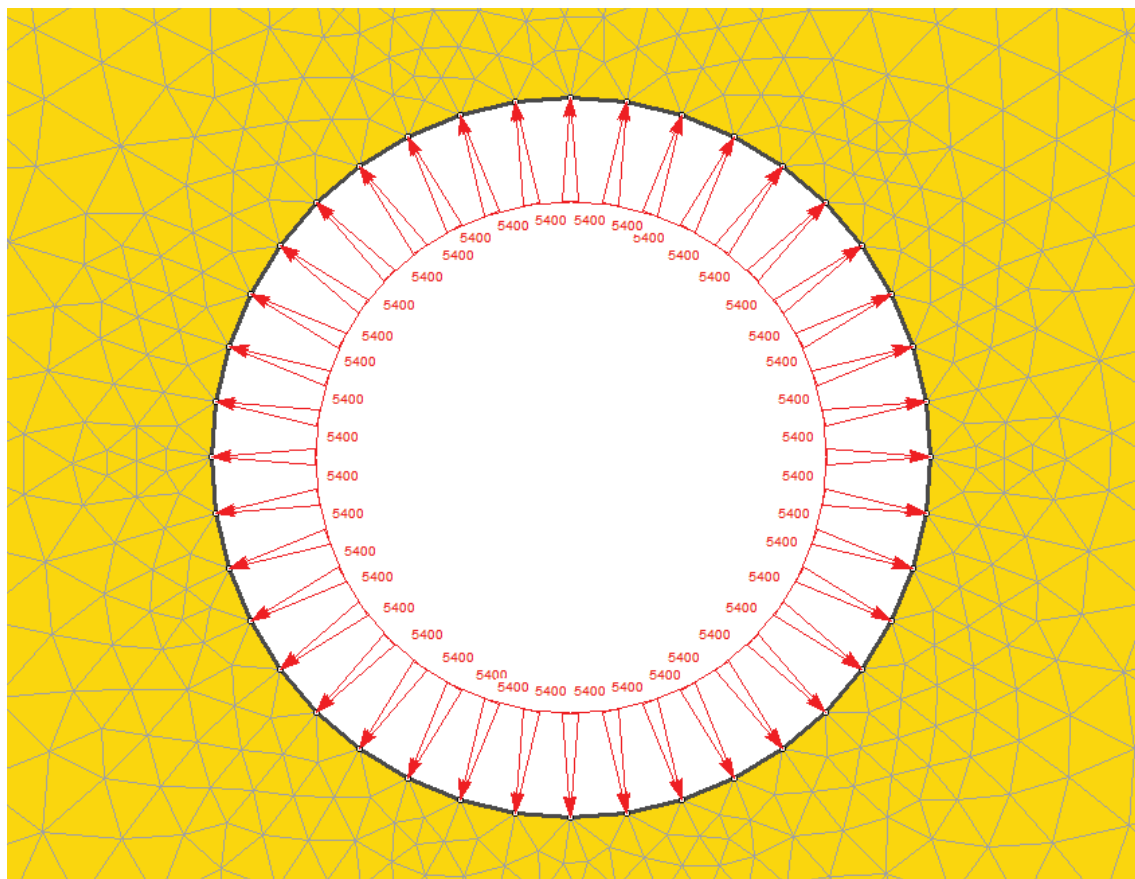


Fig. A1 – Pressões internas utilizadas para simular a pressão no suporte (imagem do programa Phase2).

Stage	Factor
1	1
2	0.9
3	0.8
4	0.7
5	0.6
6	0.5
7	0.4
8	0.3
9	0.2
10	0.1
11	0

Fig. A2 – Factores utilizados na redução da pressão interna (imagem do programa Phase2).

- As características foram escolhidas para que o comportamento do modelo fosse exclusivamente elástico.

RESULTADOS DO MODELO

Os resultados da deformação elástica do modelo são apresentados no Quadro A2 e Gráfico A1.

Quadro A2 – Deformação elástica observada no modelo.

Etapas	pi (Mpa)	Deformação (m)
1	5.4	0
2	4.86	0.000137519
3	4.32	0.000275036
4	3.78	0.000412562
5	3.24	0.00055008
6	2.7	0.000687598
7	2.16	0.000825116
8	1.62	0.000962642
9	1.08	0.00110016
10	0.54	0.00123767
11	0	0.00137519

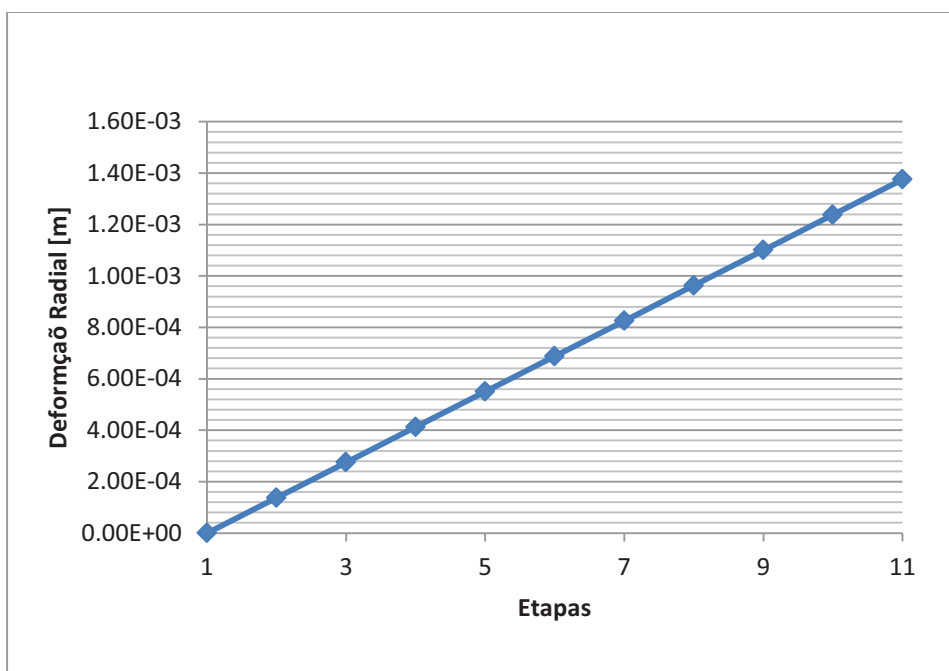


Gráfico A1 – Deformação elástica observada no modelo.

ANÁLISE ANALÍTICA

A marcha de cálculo necessária para o cálculo da deformação radial do túnel requer uma série de cálculos auxiliares, cujas fórmulas estão expostas no capítulo 3 e dizem respeito ao cálculo das constantes M, D, N cujas expressão são as (11), (25) e (14) respectivamente.

Os resultados destes cálculos são apresentados no Quadro A3.

Quadro A3 – Valores dos cálculos auxiliares necessários para o cálculo da deformação radial do túnel.

M=	0.021749
D=	-0.94446
N=	0.029402

A análise do tipo de deformação que ocorre em cada etapa depende da pressão interna. Assim, a deformação em torno do túnel apresenta comportamento elástico no caso de se verificar a inequação:

$$p_i > p_0 - M\sigma_c$$

No caso em análise, o valor da diferença entre p_0 e $M\sigma_c$ é -0,037254 Kpa, por isso, a deformação em torno do túnel é sempre elástica uma vez que, mesmo que não haja suporte ($p_i=0$), p_i será sempre superior a $p_0-M\sigma_c$.

RESULTADOS DA ANÁLISE ANALÍTICA

Utilizando a expressão (26) foi possível produzir os resultados do Quadro A4, em função do nível de pressão em cada etapa.

Quadro A4 – Resultados do cálculo analítico utilizando a expressão (26).

p_i (Mpa)	u_i/r_i (analítico)
5.4	0.0
4.86	3.569E-05
4.32	7.139E-05
3.78	1.071E-04
3.24	1.428E-04
2.7	1.785E-04
2.16	2.142E-04
1.62	2.499E-04
1.08	2.855E-04
0.54	3.212E-04
0	3.569E-04

Multiplicando os resultados da coluna da direita pelo valor do raio do túnel $r_i=4,0$ metros calculou-se a deformação do túnel através da solução analítica (Quadro A5).

Quadro A5 – Resultados da deformação do túnel através da utilização da solução analítica.

ui (analítico)
0
0.0001428
0.0002855
0.0004283
0.0005711
0.0007139
0.0008566
0.0009994
0.0011422
0.0012849
0.0014277

COMPARAÇÃO DE RESULTADOS

Foi construído o Quadro A6 para comparação entre os resultados do modelo e os resultados analíticos.

Quadro A6 – Comparação dos resultados do modelo com os resultados analíticos.

ui (teórico)	ui (modelo)
0	0
0.0001428	0.0001375
0.0002855	0.000275
0.0004283	0.0004126
0.0005711	0.0005501
0.0007139	0.0006876
0.0008566	0.0008251
0.0009994	0.0009626
0.0011422	0.0011002
0.0012849	0.0012377
0.0014277	0.0013752

Os resultados do modelo assemelham-se aos resultados da solução analítica validando a ferramenta de cálculo para situações de comportamento elástico.

ANÁLISE ELASTO-PLÁSTICA

CARACTERÍSTICAS DO MODELO

Para comparar os resultados obtidos através do programa Phase2 com os resultados da solução analítica, para comportamento elasto-plástico, foi construído um modelo com as seguintes características:

- Escavação com geometria circular (raio 4 metros);
- Estado de tensão inicial: estado de tensão horizontal e vertical igual e de valor 5400 Kpa.
- As características do maciço rochoso foram definidas com utilização do programa RocLab e os valores utilizados são apresentados no Quadro A7:

Quadro A7 – Características do maciço utilizadas na análise.

σ_c (Mpa)	75
m	0.155039
s	2.477E-05
E (Mpa)	1665.43
v	0.2
mr	0.155039
sr	2.477E-05
γ_r (KN/m ³)	0.027
p0 (Mpa)	5.4
ri (m)	4

As características apresentadas a cinzento não foram valores introduzidos com base nos resultados apresentados pelo programa RocLab.

- A pressão do suporte é simulada utilizando pressões uniformes radiais p_i na zona interna do túnel (Fig. A3). Essa pressão foi reduzida com o decorrer das fases e os factores utilizados nessa redução são apresentados na Fig. A4.

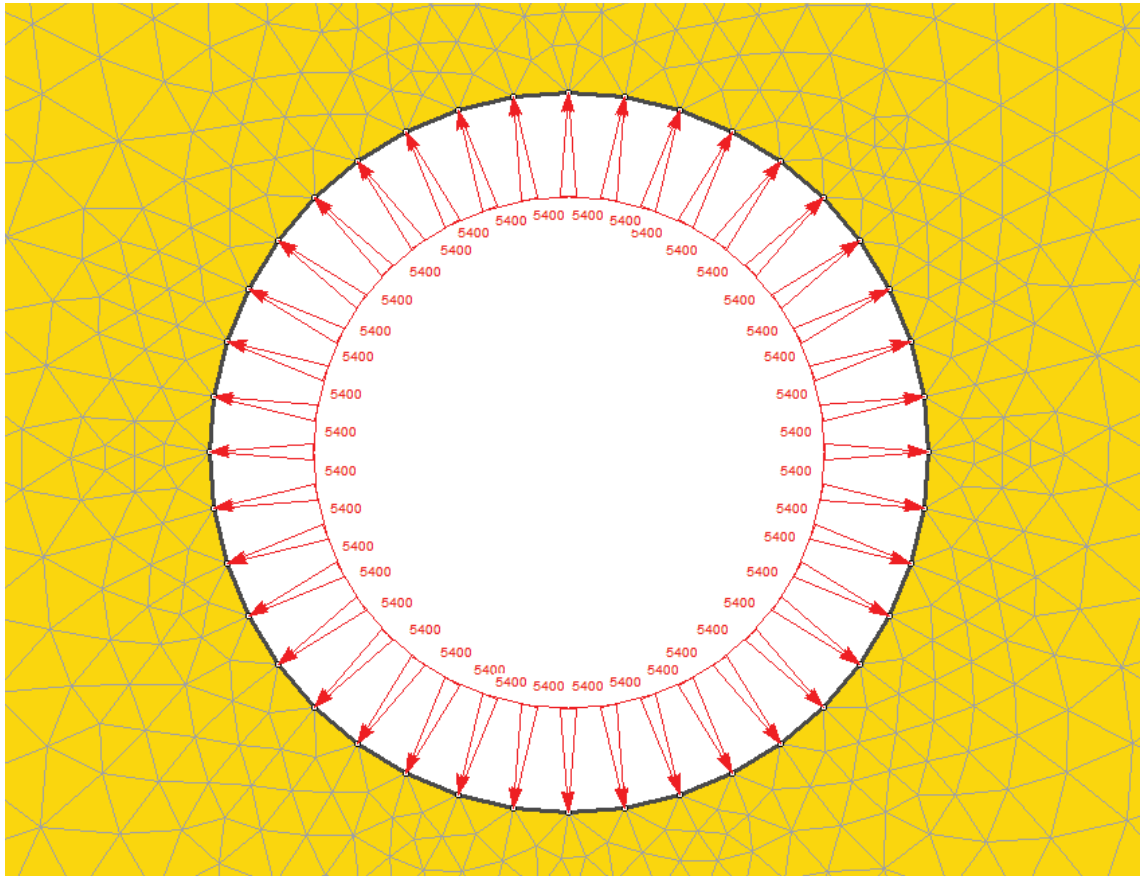


Fig. A3 – Pressões internas utilizadas para simular a pressão no suporte (imagem do programa Phase2).

Stage	Factor
1	1
2	0.9
3	0.8
4	0.7
5	0.6
6	0.5
7	0.4
8	0.3
9	0.2
10	0.1
11	0

Fig. A4 – Factores utilizados na redução da pressão interna (imagem do programa Phase2).

- As características foram escolhidas para que o comportamento do modelo apresentasse características elasto-plásticas.

RESULTADOS DO MODELO

Os resultados da deformação do modelo são apresentados no Quadro A8 e Gráfico A2.

Quadro A8 – Deformação elasto-plástica observada no modelo.

Etapas	p_i (Mpa)	Deformação (m)
1	5.4	0.00000
2	4.86	0.00138
3	4.32	0.00275
4	3.78	0.00413
5	3.24	0.00550
6	2.7	0.00688
7	2.16	0.00825
8	1.62	0.00963
9	1.08	0.11002
10	0.54	0.12377
11	0	0.13752

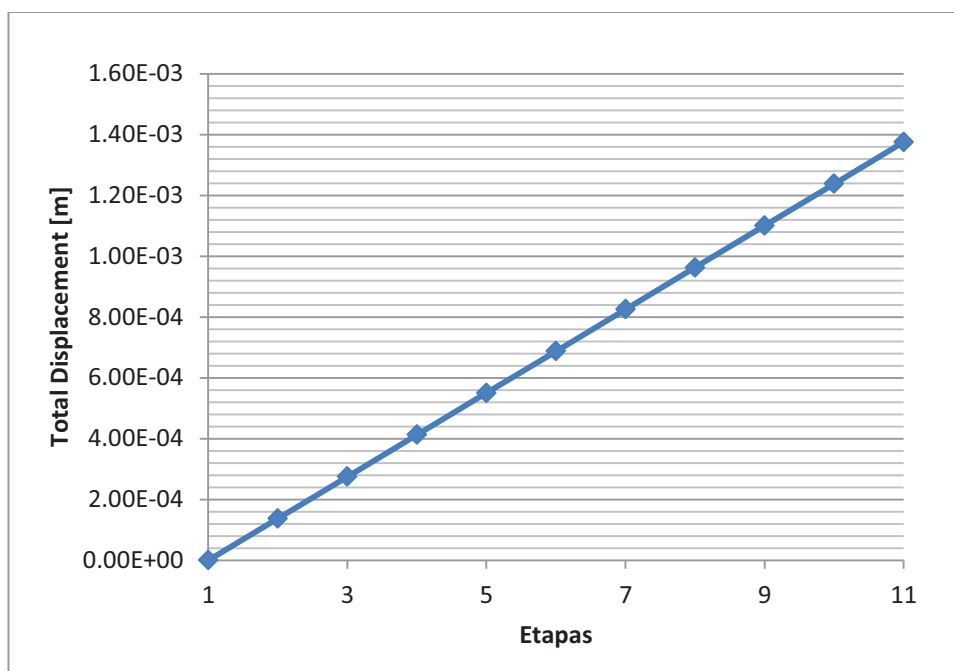


Gráfico A2 – Deformação elasto-plástica observada no modelo.

O raio plástico na última etapa é apresentado na Fig A5.

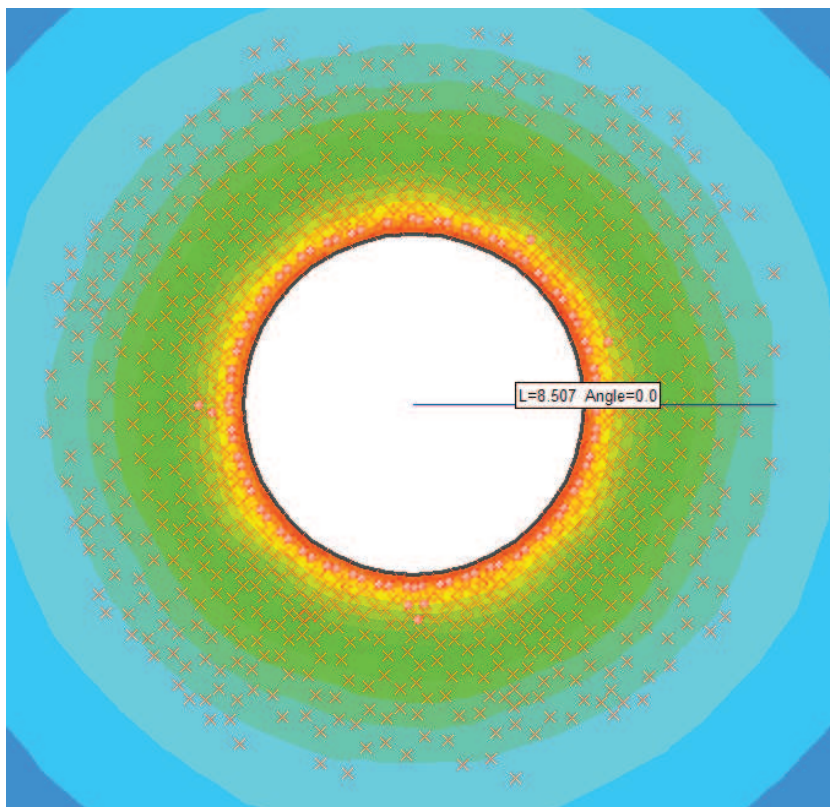


Fig. A5 – Raio plástico na última etapa do modelo (imagem do programa Phase2).

ANÁLISE ANALÍTICA

Tal como na marcha de cálculo necessária para o cálculo da deformação elástica, o cálculo do comportamento elasto-plástico do túnel requer uma série de cálculos auxiliares, cujas fórmulas estão expostas no capítulo 3 e dizem respeito ao cálculo das constantes M, D, N cujas expressão são as (11), (25) e (14) respectivamente.

Os resultados destes cálculos são apresentados no Quadro A9.

Quadro A9 – Valores dos cálculos auxiliares necessários para o cálculo da deformação elasto-plástica do túnel.

M=	0.036945
D=	-0.34407
N=	0.953175

A análise do tipo de deformação que ocorre em cada etapa depende da pressão interna. Assim, a deformação em torno do túnel apresenta comportamento elástico no caso de se verificar a inequação:

$$p_i > p_0 - M\sigma_c$$

Para o caso de estudo com comportamento elasto-plástico, o valor da diferença entre p_0 e $M\sigma_c$ é 2,629 Kpa, por isso, a deformação em torno do túnel é elástica enquanto a pressão interna for superior a esse valor. Quando a pressão interna é inferior a 2,529 Kpa o maciço em torno do túnel começa a plastificar.

RESULTADOS DA ANÁLISE ANALÍTICA

Para validar a ferramenta de cálculo no caso de análise de comportamento elasto-plástico, foi feita a comparação entre os deslocamentos resultantes da análise do modelo e da solução analítica assim como do raio de plastificação e do início da plastificação do maciço quando a pressão interna for inferior a 2,529 Kpa.

No caso em estudo, o estado de tensão é constante e não foi contabilizado o peso da zona plastificada na abóbada do túnel, resultando em deformações iguais em todo o contorno do túnel. Os resultados da deformação analisada através da solução analítica são expostos no Quadro A10.

Quadro A10 – Resultados do cálculo analítico para comportamento elasto-plástico.

p_i (Mpa)	u_i/r_{i0} (analítico)
5.4	0
4.86	0.000389
4.32	0.000778
3.78	0.001167
3.24	0.001556
2.7	0.001945
2.16	0.002127
1.62	0.002758
1.08	0.028244
0.54	0.031864
0	0.032790

O cálculo realizado para atingir os resultados apresentados na coluna da direita incluem a contribuição tanto da componente elástica como da componente plástica da deformação.

Multiplicando os resultados da coluna da direita pelo valor do raio do túnel $r_i=4,0$ metros calculou-se a deformação total do túnel através da solução analítica (Quadro A11).

Quadro A11 – Resultados da deformação total do túnel através da utilização da solução analítica para comportamento elasto-plástico.

ui (analítico)
0
0.001556
0.003113
0.004669
0.006225
0.007782
0.008508
0.011032
0.112976
0.127456
0.140729

COMPARAÇÃO DE RESULTADOS

Foi construído o Quadro A12 para comparação entre os resultados do modelo e os resultados analíticos.

Quadro A12 – Comparação dos resultados do modelo com os resultados analíticos para a análise elasto-plástica.

ui (analítico)	ui (modelo)
0	0
0.001556	0.00138
0.003113	0.00275
0.004669	0.00413
0.006225	0.00550
0.007782	0.00688
0.008508	0.00825
0.011032	0.00963
0.112976	0.11002
0.127456	0.12377
0.140729	0.13752

Como se pode verificar pelo Quadro A12 os resultados das duas análises são aproximados.

Na Fig. A6 e A7 é exposta a plastificação em torno do túnel para uma pressão interna de 2700 Kpa e 2160 Kpa respectivamente.

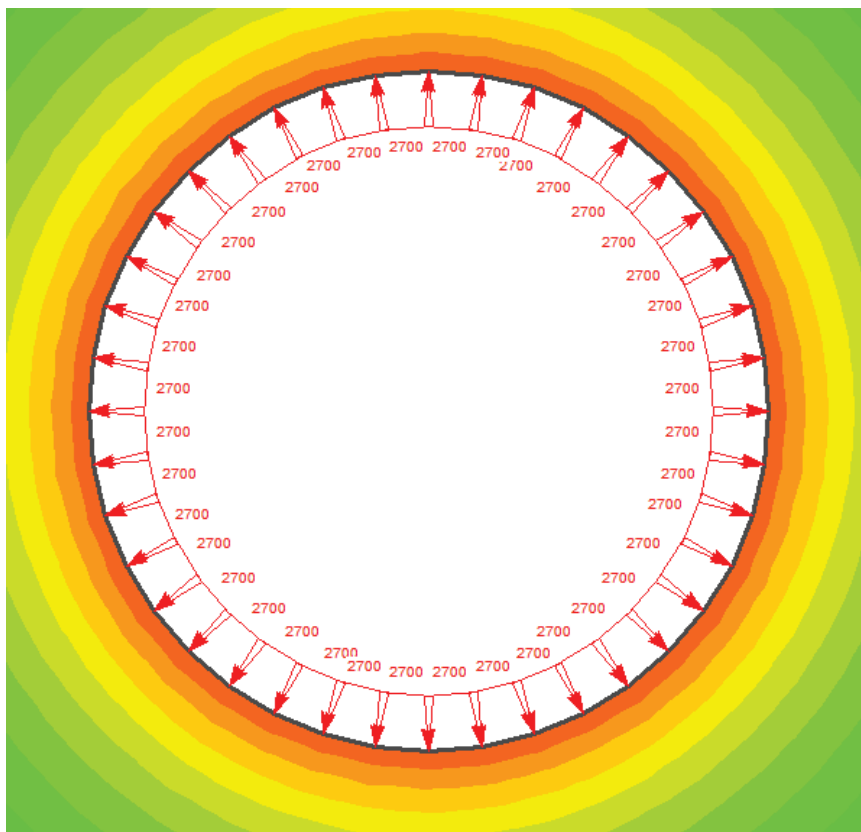


Fig. A6 – Maciço não plastificado para $p_i = 2700$ Kpa (imagem do programa Phase2).

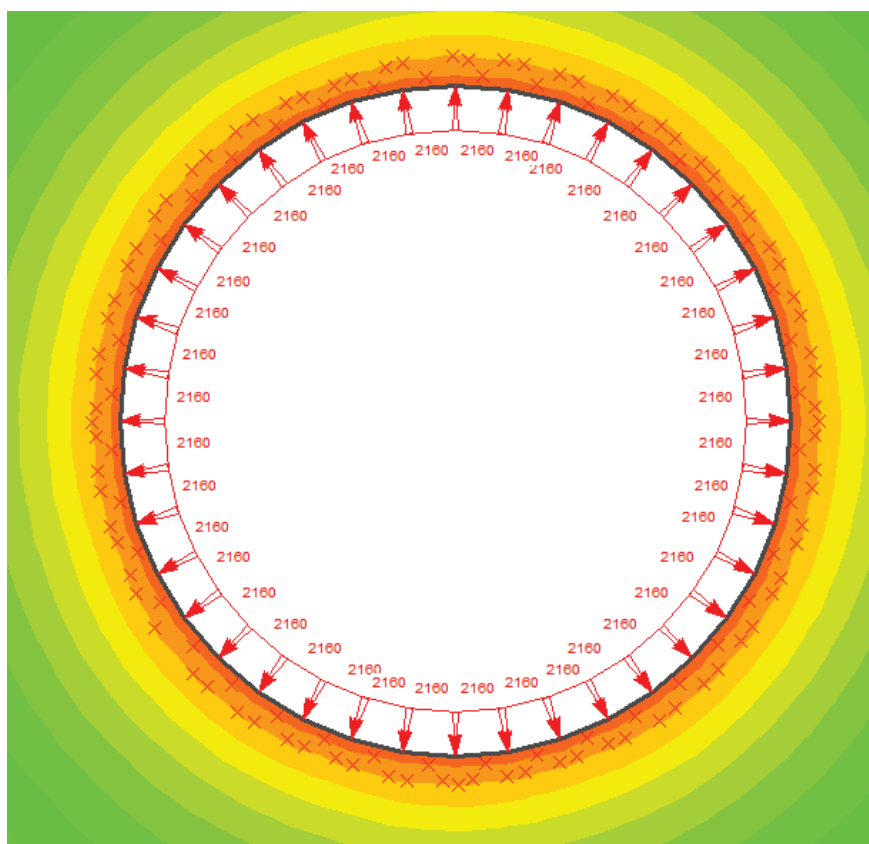


Fig. A7 – Início da plastificação do maciço na fase com $p_i = 2160$ Kpa (imagem do programa Phase2).

Como foi verificado pela solução analítica, o início da plastificação ocorre nas fases com pressões internas a variar entre os 2700 Kpa e os 2160 Kpa.

A relação entre o raio plastificado e o raio do túnel, para o caso de não existirem pressões internas, no cálculo analítico, é de 2,184. Multiplicando este valor pelo raio inicial de 4,0 metros obtém-se um valor de 8,736 metros para o raio plástico. No modelo construído o valor do raio plástico na última etapa ($p_i = 0$) o valor do raio plástico é 8,507 metros (Fig. A5).

Através destas verificações foi feita a validação da ferramenta de cálculo, tanto para o comportamento elástico, como para o comportamento elasto-plástico.

A2. VALIDAÇÃO DA FERRAMENTA DE CÁLCULO SAP2000

No estudo da secção a utilizar no suporte definitivo na zona da falha da Botica foi necessário recorrer à utilização do programa de cálculo SAP2000. A necessidade da utilização deste programa prende-se com o cálculo dos esforços na secção, quando é aplicada uma pressão que não é constante em todo o perímetro do túnel. No caso de a pressão ser constante o cálculo seria simples e não haveria necessidade de recorrer ao programa.

Foi um caso simples de pressão constante em torno do túnel, cujos resultados já se conheciam através da solução analítica, o escolhido para validar a ferramenta de cálculo e definir a correcta construção do modelo no que se refere aos apoios.

CARACTERÍSTICAS DO MODELO

O exemplo escolhido apenas difere do modelo utilizado no capítulo 5 na pressão aplicada em torno do túnel. A geometria do túnel, e a secção mantêm-se inalterados. Assim, foi construído o modelo apresentado na Fig. A8, cujos apoios são compostos pela utilização de um encastramento, ligado ao túnel através de barras que não possuem qualquer rigidez, apenas servem para permitir que o programa consiga correr sem erros. A carga aplicada foi de 3500 Kpa em todo o contorno.

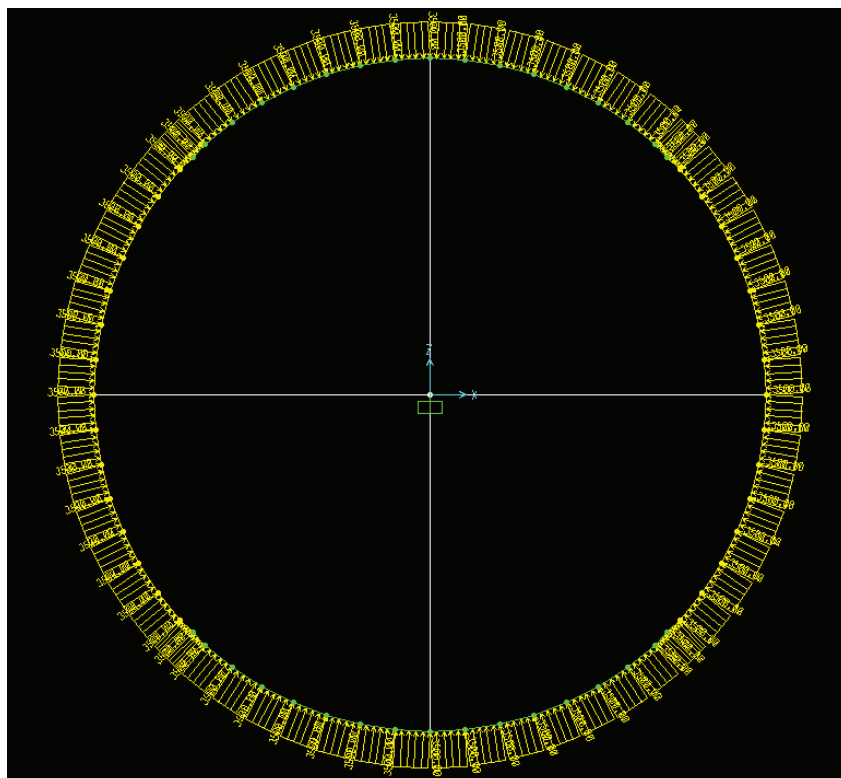


Fig. A8 – Modelo construído no programa SAP2000 para validar a ferramenta de cálculo e possibilitar a correcta modelação dos apoios (imagem do programa SAP200).

Outras tentativas foram feitas mas apenas outra solução foi encontrada. O modelo apresenta os mesmos resultados caso sejam aplicadas molas, todas com a mesma rigidez, em todas as barras que compõe o modelo. No entanto, foi decidido manter o modelo com a utilização das barras e encastramento.

RESULTADOS DO MODELO

O diagrama de esforço axial é apresentado na Fig. A9.

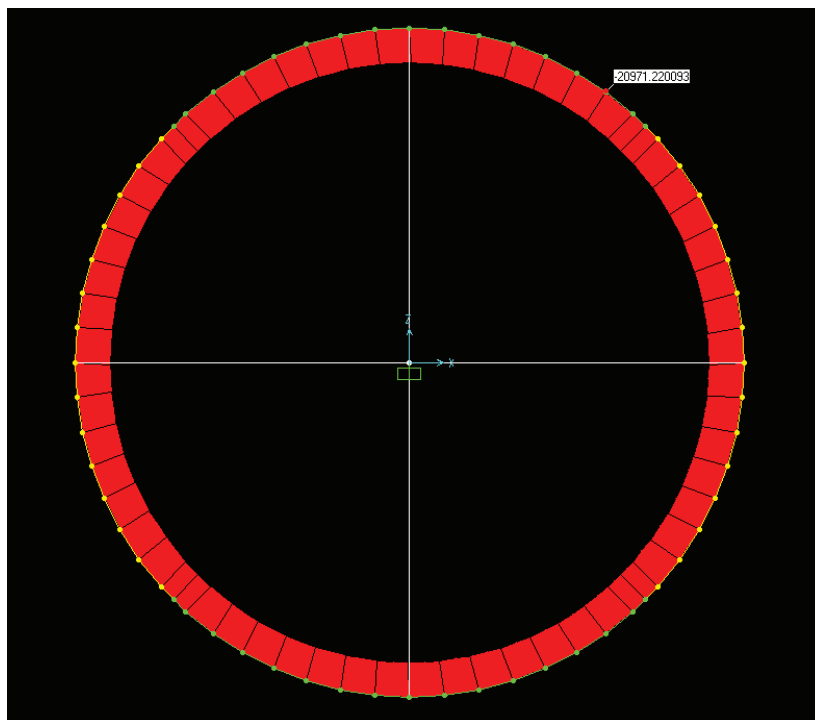


Fig. A9 – Diagrama de esforço axial para o modelo simplificado (imagem do programa SAP200).

O valor do esforço axial é constante, de valor 20,9 Mpa.

O diagrama de momentos flectores esperado seria sempre nulo, no entanto, devido à modelação de uma circunferência utilizando troços rectilíneos, existe sempre um valor de momento flector parasita, de valor reduzido, apresentado na Fig. A10, que foi desprezado nesta análise.

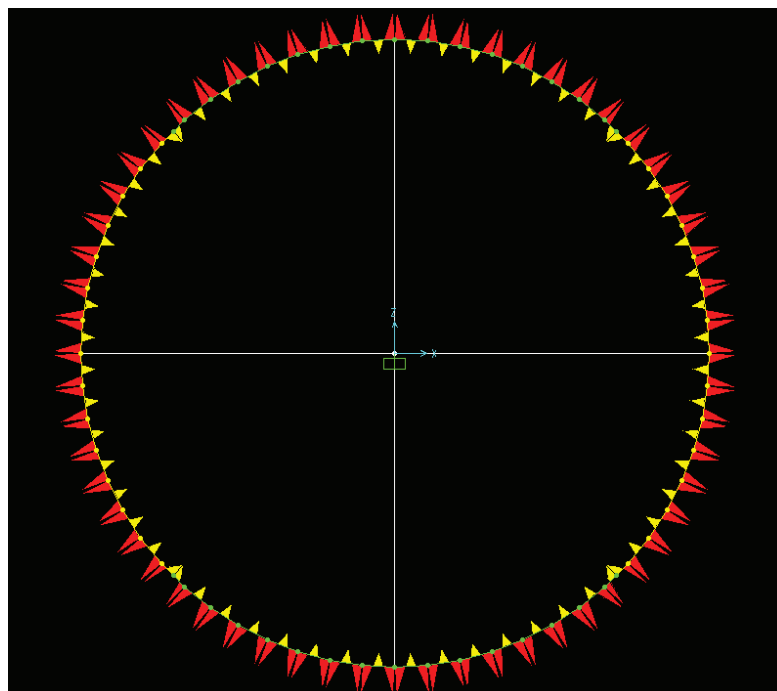


Fig. A10 – Diagrama de momento flector para o modelo simplificado (imagem do programa SAP200).

Considerando a carga de 21 KN do diagrama de esforço transversal obtém-se uma tensão na secção de 1,2 metros de 17,5 MPa.

TEORIA DAS PEÇAS PRISMÁTICAS

Utilizando a expressão

$$\sigma_{Med} = \frac{p \left(r_m - \frac{e}{2} \right)}{e}$$

Onde,

σ_{Med} – Tensão média em qualquer ponto da secção;

p – Pressão aplicada;

$r_m - e/2$ – Raio do túnel considerado;

e – Espessura da secção.

E os valores de: 3500Kpa para a pressão aplicada, 6 metros de raio e 1,2 metros de espessura, obtém-se o valor de 17,5 Mpa para a tensão média em qualquer ponto da secção, validando desta maneira a ferramenta de cálculo utilizada.

A3. EMAIL DA ROCSCIENCE

Forwarded from Chief Programmer Brent Corkum:

Dear Mr Gaspar,

There are actually 3 ways in Phase2 to model convergence prior to support installation, 1) Boundary stress relaxation, 2) Core Replacement (material softening) and 3) Load splitting. Personally, I no longer use load splitting nor recommend it for use. The first 2 methods are much better and are well documented in tutorials 18 and 24. I suggest you go over the tutorials as they will give you all the details for implementation. The tutorials can be found online at:

http://www.rocscience.com/downloads/phase2/webhelp/tutorials/Phase2_Tutorials.htm

How you handle the initial element loading for core softening is really up to you. I set the loading to None, which basically removes the stress from the core elements allowing the tunnel to deform inwards. However, as long as the inward displacement is what you would expect just prior to support installation, then whatever method you use should be fine.

Best regards,
Brent